



UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

Quantification de l'endommagement minimal détectable par des mesures de vibrations sur des poutres de ponts routiers en béton précontraint

Mémoire de maîtrise ès Sciences Appliquées
Spécialité : dynamique des structures

Composition du jury :
Patrick Paultre (Directeur de recherche)
Jean Proulx (Rapporteur)
Charles-Philippe Lamarche

Kevin BOULERICE

Résumé

Le présent mémoire fait partie d'un projet de recherche mené à l'Université de Sherbrooke (UdeS) pour le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) portant sur la quantification de l'endommagement minimal détectable par des mesures de vibrations ambiantes mesurées sur un pont routier en service. Ce mémoire présente la fin des essais en laboratoire menés pour l'objectif 2 du contrat de recherche R732.1 entre l'UdeS et le MTMDET, qui porte sur l'endommagement minimum détectable dans des poutres de pont en béton armé simple ou en béton précontraint testées en laboratoire. L'objectif global est de suivre l'évolution des propriétés dynamiques de poutres de ponts en béton en fonction de différents niveaux d'endommagement qui leur sont infligés en laboratoire et de vérifier si ces propriétés sont des indicateurs fiables de l'endommagement. Elles serviront par la suite à effectuer une détection d'endommagement par recalage de modèles par éléments finis avec le logiciel commercial FEMtools et avec un algorithme développé en langage Matlab. Les essais sur les poutres en béton armé simple ont été traités dans le rapport CRGP-2015/04 remis au Ministère en août 2015. Le présent mémoire traite des poutres de pont en béton précontraint.

Ce mémoire porte sur l'essai d'une poutre typique de pont CPCI 900 à l'échelle 1:2 et de portée de 7 m, simplement appuyée, en béton précontraint par post-tension. Des masses de béton imposantes ont été suspendues à celle-ci dans le but d'appliquer un chargement constant permettant de conserver ouvertes les fissures après endommagement. Les endommagements de la poutre ont été obtenus en flexion par un relâchement contrôlé et progressif de la précontrainte, comme le subirait une poutre de pont précontrainte réelle. Les propriétés dynamiques de la poutre, essentiellement les fréquences propres et les déformées modales, ont été mesurées pour plusieurs niveaux d'endommagement à l'aide d'essais d'impact au marteau. Les résultats ont été analysés par calcul des fonctions de réponses en fréquence sous Matlab, ce qui a permis de suivre l'évolution des propriétés modales variant d'un état d'endommagement à l'autre. De plus, une première série d'essais a d'abord été menée sur la poutre ne supportant aucune charge permanente, avant de recommencer le processus en ajoutant les charges, ce qui a permis de distinguer les effets de la seule perte de précontrainte (sans endommagement induit) des effets des dommages en flexion infligés par la charge permanente suite à la perte de précontrainte.

L'évolution constatée des propriétés modales lors des essais sous le seul effet de la précontrainte (sans masses) tend à confirmer que la seule perte de précontrainte sur une poutre n'entraîne pas de variation sensible des propriétés modales tant qu'aucune fissure ne peut se développer. Les résultats menés avec une charge permanente et donc un endommagement graduel résultant de la perte de précontrainte ont montré que les fréquences des modes de flexion et, dans une moindre mesure, des modes de torsion sont d'excellents indicateurs de l'endommagement. Contrairement aux essais menés sur les poutres rectangulaires sans précontrainte, les déformées modales ne se sont pas avérées jouer un rôle aussi important pour la détection des dommages.

Mots-clés : poutre en béton armé précontraint, mesure de vibrations, détection de l'endommagement, pont routier.

Remerciements

L'accomplissement de ce travail n'aurait pas été possible sans l'aide de nombreuses personnes et je tiens à ici à leur faire part de ma reconnaissance.

C'est sous la direction de Monsieur Patrick Paultre, professeur titulaire au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke, que cette recherche fut effectuée. Je tiens à le remercier de m'avoir permis de travailler sur ce projet, d'avoir été constamment disponible, patient et aidant au travers des nombreux défis rencontrés. Je salue, avant tout, l'homme pour sa générosité, sa compréhension et sa bienveillance. Je salue aussi l'ingénieur et professeur pour son professionnalisme, sa rigueur, sa culture et son savoir.

Ce projet n'aurait pas été possible sans l'aide de Monsieur Olivier Gauron, professionnel de recherche du centre de recherche en génie parasismique (CRGP). Je le remercie pour son aide incroyable, ses connaissances, ses idées, sa patience et sa disponibilité. Sans ses conseils, ce projet n'aurait jamais abouti. Je tiens également à remercier mes autres collègues du CRGP, à commencer par Steeve Ambroise et Mamar Saidou Sanda qui ont toujours eu les réponses à mes questions et ont été d'une plus qu'agréable compagnie. L'aide de Thomas Godefroy, Wilsonne François et Gabriel Rivard à diverses étapes du projet doit aussi être soulignée.

Jeason Desmarais, Éric Beaudoin, Claude Aubé et Raphael Prévost, techniciens au laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke, ont effectué un travail impeccable et je ne peux les remercier assez pour leur aide, leur disponibilité et leur efficacité.

Je dois remercier mes amis et ma famille pour leur soutien et leurs encouragements tout au long de cette aventure, leur aide fut plus importante qu'ils ne peuvent l'imaginer.

Finalement, je tiens à remercier le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG), Le Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies (FRQNT), l'Université de Sherbrooke et les Produits Héva Inc. pour leur soutien financier.

Table des matières

Résumé	i
Liste des figures	iv
Liste des tableaux	vi
1 Introduction	1
1.1 Mise en contexte et problématique	1
1.2 Définition du projet de recherche	2
1.3 Méthodologie et objectifs du projet	3
1.4 Plan du mémoire	4
2 Revue de littérature	5
2.1 Indicateurs et paramètres dynamiques	5
2.2 Études de structures réelles	9
2.3 Modèles théoriques pour la perte de précontrainte	14
2.4 Importance de la fissuration	26
2.5 Localisation de l'endommagement	32
3 Méthodes d'analyses modales expérimentales	41
3.1 Rappels théoriques de traitement du signal dans le domaine fréquentiel	41
3.2 Excitation au marteau d'impact	46
3.3 Analyse modale par FRF	47
3.4 Complexité des modes expérimentaux	54
4 Programme expérimental et méthodologie	57
4.1 Description des spécimens	57
4.2 Propriétés des matériaux	62
4.3 Essais de caractérisation modale au marteau d'impact	66
4.4 Simulation de perte de précontrainte sur les spécimens	70
5 Évolution des propriétés modales de PBP-1 sous l'effet d'une perte de précontrainte	81
5.1 Analyses préliminaires	81
5.2 Modes propres de vibration de la poutre	83
5.3 Poutre PBP-1 sans chargement	85
5.4 Poutre PBP-1 avec chargement	95
6 Conclusions	107
Bibliographie	111

Liste des figures

2.1	Section transversale du pont Golden Valley	9
2.2	Vue en élévation du pont Z24	10
2.3	Section transversale du pont Romeo et position des points de mesure	12
2.4	Torons coupés (9 sur 29) sur le pont Deutsche Bank	13
2.5	Diminution de la première fréquence propre (flexion) du pont Avenue John F. Kennedy	14
2.6	Dommages sur le pont Avenue John F. Kennedy	14
2.7	Poutre analysée par Saiidi et al.	16
2.8	Poutre équivalente modélisée par Kim et al.	17
2.9	Poutre équivalente à un câble sous tension	18
2.10	Modèle par éléments finis réalisé par Kim et al.	20
2.11	Comparaison entre les forces prédites et mesurées	21
2.12	Poutre précontrainte testée par Kim et al.	22
2.13	Comparaison entre les pertes de précontrainte prédites et mesurées par Kim et al.	23
2.14	Modèle numérique réalisé par Ho et al.	23
2.15	Variation des fréquences longitudinales en fonction de la précontrainte	25
2.16	Variation des fréquences longitudinales en fonction du numéro de mode	25
2.17	Variation du module élastique relatif en fonction de la force de précontrainte relative	26
2.18	Montage expérimental utilisé par Unger et al.	28
2.19	Section de la poutre étudiée par Unger et al.	28
2.20	Fréquences obtenues par Unger et al. en fonction de la charge appliquée	29
2.21	Diminution de la première fréquence propre en fonction des scénarios d'endommagement	29
2.22	Évolution de l'amortissement en fonction des scénarios d'endommagement	30
2.23	Montage expérimental utilisé par Noble et al.	31
2.24	Spectre de réponse d'une poutre	32
2.25	Fréquence fondamentale en fonction de la force dans les torons d'une poutre	32
2.26	Variation de la rigidité en flexion du pont Z24	34
2.27	Variation relative de l'aire sous la courbe modale obtenue pour le pont Romeo	35
2.28	Changements dans la matrice de flexibilité obtenus pour le pont Romeo	36
2.29	Analyse de sensibilité pour un paramètre situé au centre de la poutre	39
2.30	Distribution de la rigidité EI_y obtenue par recalage de modèle numérique	40
3.1	Représentation d'une fonction discrète non périodique en une fonction discrète périodique	42
3.2	Illustration du repliement de fréquence sur le spectre d'amplitude de Fourier	44
3.3	Illustration du <i>leakage</i>	45
3.4	Fenêtrage de Hanning appliqué à un signal temporel	45
3.5	Effet du fenêtrage de Hanning sur la transformée de Fourier discrète	45
3.6	Détails d'un marteau d'impact	46
3.7	Signal typique d'un impact de marteau	47
3.8	Modèle de FRF	47
3.9	Évolution de la FRF en fonction de la pulsation relative β et du taux d'amortissement ξ	49
3.10	Détermination de l'amortissement par méthode de l'acuité de résonance	50
3.11	Représentation d'une courbe d'amplitude typique de FRF	53

3.12	Illustration de la méthode du <i>peak picking</i> sur une poutre simplement appuyée	54
3.13	Complexité de la déformée d'un mode d'une poutre simplement appuyée . . .	55
4.1	Géométrie des poutres	58
4.2	Ferrailage des poutres	59
4.3	Armature aux extrémités de la poutre PBP-1	60
4.4	Coffrage de la poutre	60
4.5	Ancrage des torons	61
4.6	Système de retenue des torons durant la cure du béton (pré-tension)	62
4.7	Coulée de la poutre	63
4.8	Relations contrainte-déformation en compression du béton (PBP-1)	64
4.9	Relations contrainte-déformation des barres d'acier 6,35 mm (étriers)	65
4.10	Relations contrainte-déformation des barres d'acier 10M (barres longitudinales)	65
4.11	Relations contrainte-déformation des torons	66
4.12	Montage expérimental servant à l'enregistrement des propriétés dynamiques .	66
4.13	Positions des points de mesures	68
4.14	Positions des points d'impact	69
4.15	Montage expérimental sans masses	70
4.16	Schéma de définition des appuis en caoutchouc	71
4.17	Relations force-déplacement des appuis en caoutchouc	71
4.18	Disposition et numérotation des jauges de déformation sur les armatures . . .	73
4.19	Disposition et numérotation des jauges de déformation sur le béton et des potentiomètres	74
4.20	Montage expérimental avec masses suspendues	75
4.21	Section de coupure des torons pour la poutre PBP-2	77
4.22	Coupures des torons pour simuler la corrosion sur la poutre PBP-2	78
4.23	Endommagement de la poutre PBP-2 estimé à l'aide de Response	80
5.1	Vérification de la répétabilité de la FRF du capteur de référence entre les configurations	82
5.2	Modes propres induits par les masses suspendues	84
5.3	Déformées des modes 1 à 4 de la poutre PBP-1	86
5.4	Déformées des modes 5 à 8 de la poutre PBP-1	87
5.5	Réponse de la poutre PBP-1 sans chargement	88
5.6	Déformations des étriers de la poutre (essai sans chargement)	89
5.7	Déformations dans les armatures supérieures (essai sans chargement)	90
5.8	Déformations dans les armatures inférieures (essai sans chargement)	91
5.9	Déformations du béton de la poutre (essai sans chargement)	92
5.10	Évolution des fréquences propres de la poutre PBP-1 (essai sans chargement) .	96
5.11	Évolution des déformées modales de la poutre PBP-1 (essai sans chargement)	97
5.12	Réponse de la poutre PBP-1 avec chargement	98
5.13	Déformations des étriers de la poutre avec chargement	99
5.14	Déformations dans les armatures supérieures avec chargement	100
5.15	Déformations des armatures inférieures avec chargement	101
5.16	Déformations du béton de la poutre avec chargement	102
5.17	Évolution de la fissuration de la poutre avec chargement	103
5.18	Évolution des fréquences propres de la poutre PBP-1 (avec chargement)	105
5.19	Évolution des déformées modales de la poutre PBP-1 (essai avec chargement)	106

Liste des tableaux

2.1	Fréquences du pont Golden Valley	10
2.2	Fréquences propres (en Hz) du pont Z24 en fonction du cas d'endommagement étudié	11
2.3	Fréquences des deux premiers modes de flexion de la poutre analysée par Saiidi et al.	16
2.4	Résultats expérimentaux et empiriques	19
2.5	Évolution du MAC pour le pont Romeo à partir de l'état 5	34
4.1	Propriétés du béton à l'état frais de la poutre PBP-1	62
4.2	Propriétés mécaniques du béton de la poutre PBP-1	64
4.3	Caractéristiques des têtes du marteau	67
4.4	Valeurs des masses agissant comme charge permanente	75
5.1	Propriétés modales à l'état 0 et à l'état i (essai sans chargement)	93
5.2	Propriétés dynamiques de la poutre PBP-1 à l'état de référence (essai sans chargement)	94
5.3	Propriétés modales à l'état 0 et à l'état 1 (essai avec chargement)	104

Liste des abréviations

CNBC	Code National du Bâtiment - Canada
CRGP	centre de recherche et génie parasismique et dynamique des structures
ddl	degré de liberté
E.F.	éléments finis
FRF	fonction de réponse en fréquence
FFT/IFFT	transformation de Fourier rapide / transformation de Fourier inverse (<i>Fast Fourier Transform / Inverse FFT</i>)
MAC	critère de dépendance linéaire entre deux vecteurs (<i>Modal Assurance Criterion</i>)
MTMDET	Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports
PBP	poutre en béton armé précontraint
PSD	fonction d'autodensité spectrale de puissance (<i>Power Spectral Density function</i>)
SHM	surveillance des structures en continu ou <i>Structural Health Monitoring</i>
SSI	méthode d'identification stochastique de sous-espace
TFD	transformée de Fourier discrète
UdeS	Université de Sherbrooke

Chapitre 1

Introduction

1.1 MISE EN CONTEXTE ET PROBLÉMATIQUE

Dans le contexte actuel au Québec, l’entretien des structures et infrastructures occupe une place importante dans le bon fonctionnement du réseau routier, souvent bien plus que la construction de nouvelles infrastructures. Les structures comme les ponts, dans plusieurs cas construits depuis des dizaines d’années, sont soumises à des conditions difficiles et leur intégrité structurale peut être menacée avec le temps. La surveillance de ces structures est primordiale pour la sécurité des utilisateurs, mais aussi pour limiter les frais d’entretien. Toutefois, les méthodes d’inspection actuelles (inspections visuelles, mesures acoustiques ou magnétiques, etc.) ne permettent pas toujours d’avoir une idée précise et globale de l’endommagement de la structure analysée, car elles sont limitées aux zones accessibles de cette dernière.

C’est dans ce contexte que le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l’Électrification des transports (MTMDET) a accordé un contrat de recherche à l’Université de Sherbrooke (UdeS) concernant la détection de l’endommagement des ponts routiers en service par des mesures de vibrations ambiantes. Cette méthode de détection globale de l’endommagement, développée dans les dernières années, se base sur l’évolution des propriétés dynamiques de la structure analysée et permet d’augmenter le niveau de précision des inspections et du suivi fait à l’aide d’instruments donnant des mesures statiques. Une série d’accéléromètres ou de capteurs de vitesse est disposée de façon adéquate sur la structure étudiée et permet de déterminer ses propriétés dynamiques (fréquences naturelles, modes vibrations et amortissements modaux). Ces dernières évoluent dans le temps et un changement soudain ou progressif peut être le symptôme d’un endommagement structural. En effet, l’idée de base des techniques de détection d’endommagement par essais vibratoires réside dans le fait que les réponses modales mesurées sont fonction des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse, amortissement) [34]. Plusieurs méthodes d’analyse ont été développées, mais dans le cadre de ce projet de recherche global mené par l’UdeS, la méthode de détection d’endommagement basée sur le recalage de modèles numériques à partir de résultats d’analyses modales expérimentales est utilisée. Cette méthode, présentée plus en détail à la section 2.5.4, consiste à adapter les propriétés

méconnues d'un modèle d'éléments finis (E.F.) de manière à minimiser les écarts entre les propriétés modales expérimentales et les prédictions du modèle d'éléments finis. La méthode utilisée est itérative et ajuste des paramètres physiques locaux qui actualisent par conséquent certaines matrices de rigidité élémentaires du modèle dans lesquelles ces paramètres figurent. L'actualisation des matrices élémentaires permet ensuite de mettre à jour les matrices globales du système. Les méthodes itératives sont basées sur la sensibilité, qui correspond à la variation d'une réponse modale en fonction de la variation unitaire d'un paramètre de recalage [2].

Le projet de recherche global est divisé en plusieurs phases. En effet, dans un premier temps, une structure complète (pont sur l'autoroute 15) fut étudiée. L'évolution des propriétés dynamiques a été suivie sur plusieurs années afin de déterminer s'il était possible de détecter certains types d'endommagement à partir de ces dernières. Un modèle par éléments finis, calibré à partir des données expérimentales recueillies, a été réalisé sur le logiciel FEMtools [13]. Plusieurs scénarios d'endommagements fictifs ont été analysés et ont permis de valider la méthode utilisée [44]. Les incertitudes, particulièrement celles sur les déformées expérimentales des modes cibles et les erreurs de recalage du modèle initial, ont rendu l'analyse d'endommagement réel délicate [2, 44, 52]. Puis, une série d'expérimentation a été effectuée sur trois poutres en béton armé. De ces poutres, deux avaient une quantité minimale d'armatures de cisaillement et l'autre n'était pas armée en cisaillement. Plusieurs types d'endommagement ont été testés, soit de l'endommagement par flexion, cisaillement, simulation de la corrosion des barres et modification des conditions d'appui. L'objectif était alors de tester l'efficacité de la méthode de détection de l'endommagement choisie sur ces types d'endommagements dans un milieu contrôlé, et ce, à l'aide du logiciel FEMtools et de l'algorithme de détection de l'endommagement développé à l'Université de Sherbrooke sur Matlab [55–61]. L'étude montre que les fréquences naturelles et les déformées modales sont des indicateurs très clairs de l'altération des conditions d'appui et de la fissuration en flexion-cisaillement. Les résultats indiquent aussi que la corrosion des barres d'armatures est beaucoup plus difficile à détecter et que les amortissements modaux ne sont pas des indicateurs fiables des endommagements testés [43, 45]. La présente phase du projet concerne les poutres en béton armé précontraint (PBP) et ce projet de maîtrise est au cœur de cette phase.

1.2 DÉFINITION DU PROJET DE RECHERCHE

L'utilisation du béton précontraint n'a cessé de croître depuis les années 50 et est très répandue en Amérique du Nord pour la construction de bâtiments et de ponts. La précontrainte consiste à conserver un élément structural en compression dans des zones

qui seraient autrement mises en tension à la suite de l'application de charges. Dans des poutres en béton armé, elle a pour effet de retarder et, dans la plupart des cas, d'empêcher l'apparition de fissures, donnant au matériau un comportement homogène et élastique pour une certaine plage de charges appliquées. Les structures en béton précontraint comportent de nombreux avantages, dont les principaux sont : une résistance supérieure à celle offerte par des éléments de mêmes dimensions sans précontrainte et une meilleure durabilité, puisque la fissuration est limitée, voire complètement absente, ce qui limite la corrosion. Toutefois, la perte de tension dans les torons ou barres de précontrainte peut annuler ces avantages et rendre la structure vulnérable à la détérioration ou à une rupture. Il est donc important de bien connaître l'effort de traction dans les éléments de précontrainte afin de pouvoir effectuer un suivi juste de l'état d'une structure. Cependant, dans le cas de la précontrainte interne par post-tension ou pré-tension, il est pratiquement impossible de déterminer l'effort dans les câbles et torons si ces derniers n'ont pas été instrumentés lors de la construction. Cela rend la détection de la perte de précontrainte très difficile et une méthode efficace de détection par mesure de vibrations serait alors très pertinente. Ce projet de maîtrise vise donc à étudier la détection et la quantification de ce type d'endommagement par des mesures de vibrations ambiantes, le tout dans le cadre du projet de recherche donné à l'Université de Sherbrooke par le MTMDET.

1.3 MÉTHODOLOGIE ET OBJECTIFS DU PROJET

L'objectif global de ce projet de maîtrise est de quantifier l'endommagement minimal détectable par l'évolution de propriétés dynamiques sur des poutres en béton armé précontraint. Le type d'endommagement principalement étudié est la perte de précontrainte dans les torons. Les propriétés dynamiques servent de paramètres d'entrée pour les programmes d'analyse utilisés dans le cadre de ce projet, soit l'outil Matlab développé à l'UdeS et le logiciel FEMtools. Le suivi de l'évolution des propriétés dynamiques fait dans le cadre de cette maîtrise permettra alors, dans de futurs travaux, de déterminer la capacité de détection des endommagements de ces outils.

Deux poutres en béton armé précontraint ont été dimensionnées à l'Université de Sherbrooke. Les deux spécimens sont armés de façon similaire, la principale différence étant que la précontrainte d'une des poutres est appliquée par post-tension et l'autre par pré-tension. Dans le cadre de ce mémoire, en raison de complications au laboratoire dues à la nouveauté du projet, seule la première des poutres, soit celle en post-tension, fut construite et testée. Des masses de béton ont été suspendues à celle-ci afin de permettre l'application d'un chargement constant ne nuisant pas à la réalisation d'essais dynamiques. Cette méthode ne modifiait pas les conditions d'appuis et ne causait pas de changements impor-

tants dans les principaux modes étudiés. De plus, ce chargement constant permettait de conserver ouvertes les fissures après un endommagement (autrement refermées en partie par la précontrainte). L'endommagement a été engendré par un relâchement contrôlé et progressif de la précontrainte. La tension dans les torons de post-tension instrumentés de la première poutre était contrôlée à l'aide de vérins hydrauliques. Pour la poutre en pré-tension, il était prévu que les torons soient graduellement coupés en plusieurs endroits, simulant une corrosion localisée. Les propriétés dynamiques de la poutre, essentiellement les fréquences propres et les déformées modales, ont été mesurées pour plusieurs niveaux d'endommagement à l'aide d'essais d'impact au marteau. Les résultats ont été analysés par calcul des fonctions de réponses en fréquence (FRF) sous Matlab, ce qui a permis de suivre l'évolution des propriétés modales variant d'un état d'endommagement à l'autre.

1.4 **PLAN DU MÉMOIRE**

À la suite de cette introduction, le chapitre 2 présente une revue de la littérature sur diverses méthodes de détection de l'endommagement utilisées sur des structures précontraintes. Le chapitre 3 présente l'essentiel de la théorie nécessaire à la compréhension des méthodes d'analyse modale utilisées dans le cadre de ce projet. Le chapitre 4 présente le programme expérimental et la méthodologie utilisés pour les deux spécimens, bien qu'un seul ait pu être testé dans le cadre de ce mémoire. Les résultats expérimentaux sont ensuite analysés et discutés dans le chapitre 5. Finalement, le chapitre 6 conclut ce mémoire en faisant le sommaire des résultats obtenus à ce stade du projet et les prochaines étapes à accomplir.

Chapitre 2

Revue de littérature

Depuis le milieu des années 90, l'intérêt pour la détection de l'endommagement par mesure de vibrations sur les structures en béton armé précontraint a connu un essor important. En effet, l'entretien préventif de structures précontraintes telles que les ponts routiers est très important et la principale caractéristique qui doit être surveillée est l'état de la précontrainte. Ce type d'endommagement, difficilement détectable par les méthodes d'inspection traditionnelles, est au cœur de nombreuses recherches réalisées durant les dernières années.

Le présent chapitre a pour but de présenter les études scientifiques antérieures ayant traité du comportement dynamique de structures en béton armé précontraint et de la détection de l'endommagement par perte de tension dans les torons de précontrainte. La première section présente les principaux indicateurs et paramètres dynamiques utilisés. La deuxième section résume les études traitant d'essais réalisés sur des structures réelles. En effet, durant les dernières années, de nombreuses applications des méthodes de détection de l'endommagement par mesure de vibrations ont été testées sur des structures en service et sur des éléments en laboratoire [48]. Quelques essais ont été effectués sur des ponts construits en béton armé précontraint et les résultats obtenus ont soulevé de nombreuses interrogations quant à la possibilité d'appliquer de telles méthodes à des structures précontraintes. La troisième section de ce chapitre présente les modèles théoriques élaborés dans le but d'expliquer l'évolution des propriétés dynamiques des structures précontraintes étudiées. La quatrième section traite de l'influence de la fissuration du béton sur les propriétés dynamiques d'éléments précontraints. Pour finir, la cinquième section décrit différentes méthodes utilisées pour localiser l'endommagement d'une structure précontrainte.

2.1 INDICATEURS ET PARAMÈTRES DYNAMIQUES

De nombreux indicateurs dynamiques sont étudiés dans le but de détecter un endommagement sur un élément et l'évolution de ces indicateurs peut dépendre de plusieurs paramètres. En effet, dans le cas d'une poutre précontrainte, par exemple, le niveau de contrainte, la géométrie et l'excentricité des torons ont un impact. De façon générale, les

conditions d'appuis influencent beaucoup le comportement dynamique d'une structure et il a déjà été montré, entre autres par Alampalli [1], que la variation de température peut avoir un impact non négligeable sur les fréquences propres. Dans le cadre du présent travail de recherche, toutefois, ce paramètre n'aura pas d'influence puisque les essais sont réalisés en milieu contrôlé. En revanche, il sera montré, à la section 2.4, que l'apparition de fissures et leur ouverture représentent un des phénomènes engendrant les plus grandes variations sur les différents indicateurs dynamiques, principalement les fréquences propres. Les principaux indicateurs et paramètres dynamiques utilisés dans la littérature sont présentés dans les prochains paragraphes.

2.1.1 Fréquence propre

Les fréquences propres sont les indicateurs dynamiques les plus utilisés par les chercheurs pour la détection de l'endommagement. Les prochaines sections démontreront que certaines tendances sont soulevées, mais que d'autres études viennent les nuancer, voire les contredire. Il est généralement admis que la diminution des fréquences propres est engendrée par une diminution de la rigidité des éléments étudiés. En ce qui concerne les poutres précontraintes, les modes de flexion verticale sont les modes les plus utilisés et il est majoritairement observé que, pour des éléments fissurés, les fréquences diminuent lorsque la force de traction dans les torons est réduite [21, 27, 46, 53]. L'augmentation de la force de précontrainte semble aussi avoir un impact sur les fréquences longitudinales [19, 20, 26].

Une variation de fréquence représente un indice global de l'état d'une structure et ne permet pas de localiser un endommagement, à l'exception de cas où un mode supérieur, localisé dans une section de la structure, est considéré. Toutefois, ces modes supérieurs sont souvent difficiles à identifier en pratique.

2.1.2 Déformée modale

Les déformées modales sont représentatives de l'état général, mais aussi local d'un élément et un changement de forme de ces dernières peut alors être un bon indicateur pour la détection d'un endommagement. En effet, les déformées modales peuvent s'avérer plus sensibles à des endommagements locaux que les fréquences propres, mais nécessitent, pour être bien définies, l'utilisation de plusieurs capteurs. Plusieurs indicateurs peuvent servir à comparer des modes propres et donc à suivre leur évolution entre deux périodes de temps. Les plus utilisés dans la littérature sont présentés ci-dessous.

MAC

Le *Modal Assurance Criterion* (MAC) est un critère d'évaluation du degré de colinéarité entre deux vecteurs. Il est calculé selon l'équation (2.1) :

$$MAC = \frac{|\phi_i^H \phi_j|^2}{(\phi_i^H \phi_i) (\phi_j^H \phi_j)} \quad (2.1)$$

où ϕ_i et ϕ_j sont des vecteurs colonnes, à priori complexes, de mêmes dimensions et l'indice H indique la transposée complexe. La valeur du MAC peut se trouver entre 0 et 1. Un MAC près de 1 indique un très grand degré de colinéarité entre les vecteurs utilisés, alors qu'une valeur de 0 signifie que les vecteurs étudiés sont linéairement indépendants. De manière générale, le MAC est un indicateur peu sensible aux dommages légers, et ses évolutions sont souvent noyées dans les erreurs expérimentales sauf en cas de dommages majeurs. Le MAC est aussi relativement peu influencé par un endommagement distribué, tel qu'un endommagement en flexion d'une poutre sur appuis simples. En effet, l'évolution des déformées modales comparées à l'aide du MAC sera beaucoup plus importante lors d'endommagements locaux comme une modification des conditions d'appuis [45].

Courbure modale

La courbure modale peut être utilisée afin de détecter et localiser un endommagement, comme l'ont démontré Pandey et al. [39]. Les auteurs estimaient la courbure φ en utilisant une approche par différence centrée :

$$\varphi = \frac{\phi_{(j+1)i} - 2\phi_{ji} + \phi_{(j-1)i}}{l^2} \quad (2.2)$$

où $\phi_{(j+1)i}$, ϕ_{ji} et $\phi_{(j-1)i}$ représentent respectivement les déplacements modaux des nœuds $(j-1)$, j et $(j+1)$ dans le mode i et l représente la distance entre les nœuds. L'indicateur d'endommagement de la courbure est donc défini par la différence absolue entre la courbure d'un élément à l'état intact et la courbure à un état endommagé.

La courbure modale peut être déterminée à partir des déformations $\varepsilon(h_i)$ dans l'élément étudié, comme le montre l'équation (2.3), tirée de Unger et al. [53] :

$$\varphi = \frac{\varepsilon(h_2) - \varepsilon(h_1)}{h_2 - h_1} \quad (2.3)$$

où h_i indique la coordonnée verticale entre un point i et le centre de gravité de la section. Cette méthode n'est cependant efficace que si des jauges de déformations sont placées près de l'endroit où il y aura endommagement.

Aire sous la courbe de la déformée modale

Huth et al. [18] utilisent la variation de l'aire sous la courbe de la déformée modale comme indicateur. Les auteurs ont divisé un pont étudié en trois sections et l'aire sous la courbe de chaque section était normalisée par rapport à l'aire sous la courbe totale. Ainsi, il était possible de constater une variation locale. L'aire totale est exprimée par l'équation (2.4) :

$$\int_0^L |\Phi(x)| dx = \sum_{i=1}^n \int_{z_{i-1}}^{z_i} |\Phi(x)| dx = \sum_{i=1}^n A_i(\Phi) \quad (2.4)$$

où $\Phi(x)$ indique la déformée modale, z_{i-1} et z_i sont les limites de l'élément i et $A_i(\Phi)$ est l'aire sous la courbe de l'élément i . L'aire d'une section normalisée par rapport à l'aire totale sous la courbe, $\hat{A}_i(\Phi)$, répond à l'équation (2.5) si la normalisation est faite avec la même déformée :

$$\sum_{i=1}^n \frac{\int_{z_{i-1}}^{z_i} |\Phi(x)| dx}{\int_0^L |\Phi(x)| dx} = \sum_{i=1}^n \hat{A}_i(\Phi) = 1 \quad (2.5)$$

Il est donc possible de suivre les changements relatifs de sections en déterminant les aires $\hat{A}_i(\Phi)$ normalisées par rapport à un état antérieur. Huth et al. [18] concluent d'ailleurs que ce paramètre s'est avéré plus sensible que le MAC lors de leur étude.

Matrice de flexibilité

L'inverse de la matrice de rigidité d'un système ou d'un élément correspond à la matrice de flexibilité. Cette matrice peut être déterminée à partir des déformées modales Φ_i . En effet, la matrice de flexibilité d'ordre n d'un système est calculée selon l'équation :

$$F_n = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\omega_i^2} \Phi_i \Phi_i^T \quad (2.6)$$

où les fréquences angulaires ω_i et les modes de vibrations Φ_i peuvent être trouvés de façon expérimentale [18]. De plus, dans l'équation (2.6), les vecteurs Φ_i doivent être normalisés par rapport à la matrice de masse.

La différence entre les matrices de flexibilité d'un système à un état intact F_n^h et à un état endommagé F_n^d permet de localiser les dommages.

$$\Delta F_n = F_n^h - F_n^d \quad (2.7)$$

En analysant les colonnes de la matrice obtenue, il est possible de localiser l'endommagement. En effet, selon Pandey et Biswass [38], la valeur maximale absolue de changement coïncide avec la position de l'endommagement.

2.2 ÉTUDES DE STRUCTURES RÉELLES

L'intérêt pour la surveillance des structures en continu ou *Structural Health Monitoring* (SHM) ne cesse de croître et plusieurs exemples d'application sont présentés dans la littérature. Plusieurs structures ont aussi été instrumentées afin d'effectuer un suivi de l'évolution des propriétés dynamiques. Les exemples d'utilisation de ces systèmes dans le but de détecter un endommagement sur des ponts en béton armé précontraint sont encore relativement rares. Quelques exemples importants d'essais sont présentés dans cette section. Les analyses de détection d'endommagement et les méthodes utilisées seront présentées dans les sections suivantes.

Pont Golden Valley

Saiidi et al. [46] furent les premiers à traiter dans une publication scientifique d'une analyse dynamique effectuée dans le but de détecter la perte de tension dans les torons d'un pont précontraint situé dans le nord du Nevada, le pont Golden Valley (fig. 2.1). De type poutre-caisson, ce pont a une seule portée de 47,2 m et est simplement appuyé. Lors de la construction, les tendons ont été instrumentés, afin de permettre le suivi du niveau de tension dans ces derniers. Il était alors possible de comparer les résultats tirés d'une analyse dynamique avec les véritables efforts présents dans la structure.

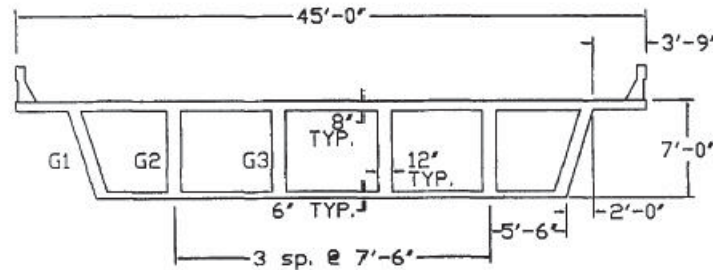


Figure 2.1 – Section transversale du pont Golden Valley (tirée de [46])

Une analyse dynamique a été effectuée à trois reprises, soit aux jours 105, 202 et 455 suivant la construction de l'ouvrage. Pour l'acquisition des données, huit accéléromètres verticaux ont été utilisés et seuls les modes verticaux ont été analysés, bien qu'un mode de torsion ait aussi été observé. Pour les deux premiers tests, le pont n'était pas ouvert à la circulation et un camion fut utilisé pour exciter la structure. Le troisième jour de test, la circulation était permise et les mesures ont été prises lorsque des camions passaient sur le pont à une vitesse importante (80 km/h). Le tableau 2.1 présente les fréquences obtenues pour les deux premiers modes de flexion verticale du pont ainsi que la force de traction présente dans les torons.

Tableau 2.1 – Fréquences du pont Golden Valley (tiré de [46])

Jour de test	Force de tension (kN)	Fréquence 1 ^{er} mode (Hz)	Fréquence 2 ^e mode (Hz)
105	53 492	2,028	7,590
202	51 972	2,024	7,655
455	49 440	2,011	7,063

Il est possible de constater que la perte de tension dans les torons se traduit par une diminution des fréquences, à l'exception du 2^e mode à 202 jours. Ces résultats sont contraires à ce qui était anticipé par Saiidi et al. [46] qui croyaient observer une augmentation de rigidité due à une perte de compression globale de la structure. Des essais en laboratoire ont donc été effectués afin de vérifier si des résultats semblables pouvaient être reproduits. Le modèle théorique supposé et les résultats expérimentaux obtenus sont présentés dans la section 2.3 du présent chapitre.

Pont Z24

Dans le cadre du projet BRITE-EURAM BE96-3157 du SIMCES (*System Identification to Monitor Civil Engineering Structures*), Maeck, De Roeck et al. [11, 29–32, 42, 49] ont effectué des analyses dynamiques sur un pont en béton armé précontraint de type poutre-caisson ayant trois portées et une longueur totale de 60 m situé dans le canton de Berne, en Suisse (fig. 2.2). Le projet avait pour objectif principal la détection de l'endommagement par la mesure de vibrations. Toutefois, la perte de tension dans les torons ne fut pas étudiée, car ce type d'endommagement n'engendrait pas un changement suffisamment important à la rigidité en flexion de l'ouvrage. Les auteurs cherchaient à tester une méthode de détection par un calcul direct de la rigidité en flexion. Cette méthode est présentée à la section 2.5.1.

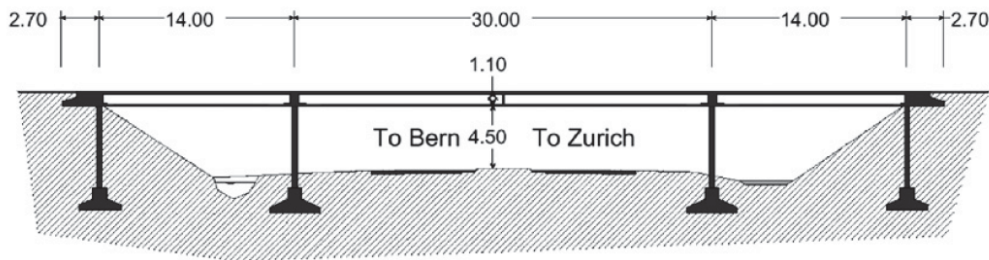


Figure 2.2 – Vue en élévation du pont Z24 (tirée de [32])

Les principaux résultats expérimentaux (fréquences et écart-type) obtenus lors des essais sont présentés au tableau 2.2. Des accéléromètres disposés en trois rangées parallèles selon neuf configurations ont permis d’obtenir les fréquences et modes de vibrations souhaités. La structure était excitée par des vibrations ambiantes telles que le trafic routier sous le pont, le vent et l’équipe de chercheurs sur place. Un endommagement a été simulé par l’abaissement du niveau d’un des piliers (béton détruit et remplacé par des vérins hydrauliques) et le décalage de la fondation. Ces endommagements engendraient la fissuration des caissons.

Tableau 2.2 – Fréquences propres (en Hz) du pont Z24 en fonction du cas d’endommagement étudié (tiré de [30])

Cas	Mode 1		Mode 2		Mode 3		Mode 4		Mode 5	
	f	σ_f	f	σ_f	f	σ_f	f	σ_f	f	σ_f
1	3,92	0,02	5,12	0,02	9,93	0,02	10,52	0,08	12,69	0,12
2	3,89	0,03	5,02	0,04	9,80	0,03	10,30	0,05	12,67	0,16
3	3,87	0,01	5,06	0,02	9,80	0,04	10,33	0,05	12,77	0,15
4	3,86	0,01	4,93	0,04	9,74	0,03	10,25	0,03	12,48	0,08
5	3,76	0,01	5,01	0,03	9,37	0,04	9,90	0,15	12,18	0,10
6	3,67	0,02	4,95	0,03	9,21	0,04	9,69	0,04	12,03	0,08
7	3,84	0,01	4,67	0,02	9,69	0,05	10,14	0,08	12,11	0,15
8	3,86	0,01	4,90	0,03	9,73	0,06	10,30	0,06	12,43	0,22

Les cas 1 et 2 représentent des valeurs de références (structure sans endommagement imposé) à 5 jours d’intervalle. Après avoir modifié la pile et installé les vérins, le niveau de la pile était progressivement abaissé entre les états 3 et 6. Une rotation simulée de la fondation a été effectuée au cas 7 et finalement, au cas 8, la pile était replacée à son niveau initial. Il est possible de constater que, selon ces résultats, pour les niveaux 3 à 6, l’endommagement engendré aux caissons du pont se traduisait par une diminution des fréquences propre. Cela semble alors mettre en évidence le lien entre l’ouverture des fissures et la perte de rigidité d’une section en béton. Les auteurs mentionnent d’ailleurs que la fermeture des fissures, au cas 8, est confirmée par l’augmentation des fréquences propres.

Pont Romeo

Huth et al. [18] ont aussi étudié le comportement dynamique d’un pont précontraint. Le pont Romeo, situé près de Lucerne en Suisse, est de type caisson et a trois portées. La portée centrale a une longueur de 37 m et les deux autres portées ont une longueur de 29 m. Le pont était soumis à des endommagements progressifs par application de charges

ou abaissement des piles (de façon semblable à la méthode utilisée pour le pont Z24). Il est important de noter qu’une fois que les charges ou déplacements étaient éliminés, les fissures engendrées se refermaient. L’analyse dynamique fut effectuée à l’aide de la méthode d’identification stochastique de sous-espace (SSI). Les accélérations dans les trois directions perpendiculaires engendrées par un excitateur ont été enregistrées en 140 points sur le pont. La figure 2.3 montre le quadrillage des points de mesure et la section transversale du pont.

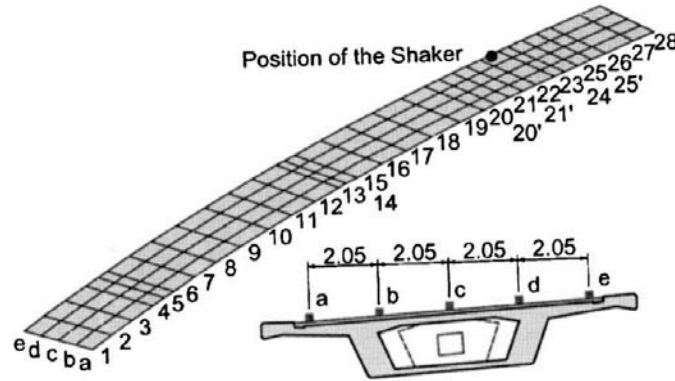


Figure 2.3 – Section transversale du pont Romeo et position des points de mesure (tirée de [18])

De nombreux paramètres dynamiques ont été analysés. En effet, l’évolution des fréquences de vibrations, des modes de vibrations, du MAC, des aires sous la courbe des modes de vibration et de la matrice de flexibilité ont été étudiés. La méthode de détection par calcul direct de la rigidité de flexion brièvement mentionnée précédemment fut aussi appliquée, mais s’est avérée inefficace. Les auteurs ont constaté que les changements dans la matrice de flexibilité se sont avérés plus sensibles que les variations de fréquences pour détecter l’endommagement. Ils mentionnent aussi que les fréquences propres sont plus affectées par les variations de température que par les dommages appliqués dans le cadre de cette étude, rendant ce paramètre trop peu fiable. Les auteurs concluent que les techniques et les indicateurs utilisés dans cette étude ne permettent pas de détecter, localiser ou quantifier les faibles niveaux d’endommagement d’un pont précontraint, principalement en raison de la fermeture des fissures et des incertitudes sur les indicateurs. Une partie des observations faites par Huth et al. [18] est présentée de façon plus détaillée aux sous-sections 2.5.2 et 2.5.3.

Ponts Deutsche Bank et Avenue John F. Kennedy

Maas et al. [28] ont eu la possibilité de faire des essais sur deux ponts en très bonne condition qui devaient être détruits pour des réarrangements urbains. Le pont Deutsche Bank, de type dalle ayant trois portées et une longueur de 51 m, et le pont Avenue John

F. Kennedy (Luxembourg), de type poutre-caisson ayant une portée de 29 m, ont été progressivement endommagés par la coupe de torons avant leur destruction. Des essais dynamiques furent réalisés à chaque niveau d'endommagement à l'aide d'un excitateur de type masse-ressort et un excitateur à masses excentrées. Les fréquences propres étaient déterminées d'après les résultats des fonctions de réponse en fréquences obtenues à partir d'accéléromètres disposés en plusieurs points sur les ponts. Par exemple, pour le pont Deutsche Bank, il y avait 68 points de mesures de chaque côté du pont. Les taux amortissement et les flèches maximales ont aussi été analysés, mais les fréquences propres se sont avérées être les indicateurs les plus sensibles pour les deux ponts.

Pour le pont Deutsche Bank (type dalle), aucun indicateur ne permit de détecter de façon efficace l'endommagement, et ce, même si, au final, près du tiers des tendons furent coupés (fig. 2.4). Aucune fissure n'était visible pour ce pont.

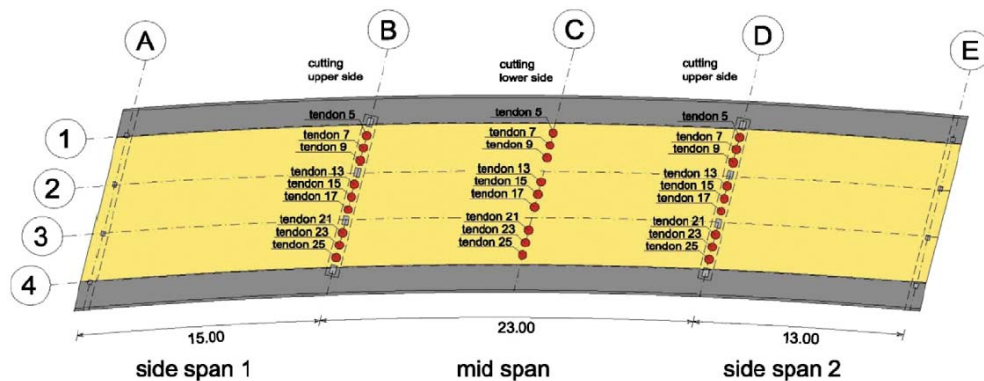


Figure 2.4 – Torons coupés (9 sur 29) sur le pont Deutsche Bank (tirée de [28])

Une nette diminution de la première fréquence propre (fig. 2.5) du pont Avenue John F. Kennedy (poutre-caisson) fut observée, et ce, malgré le fait que les premières fissures ont seulement été remarquées au dernier de cinq niveaux d'endommagement. Sur la figure 2.5, la première bande représente la variation de la fréquence de la structure lorsque la surface de roulement de plus ou moins 100 tonnes était toujours présente (état 1A). L'état initial ou non endommagé (état 1) ensuite considéré correspond donc au pont non endommagé et sans la surface de roulement. Les états 2 et 3 correspondent à la coupe de deux et cinq tendons dans les zones montrées à la figure 2.6. À l'état 4, 10 tendons étaient coupés au total pour chaque zone. De plus, deux poutres principales en béton étaient coupées. Pour le dernier état, au total, 10 tendons avaient été coupés d'un côté et 18 de l'autre. De plus, quatre des poutres principales avaient été coupées pour chaque zone. Près de la moitié de la largeur du pont était donc détruite dans ces deux zones, engendrant la fissuration du pont sous son poids propre.

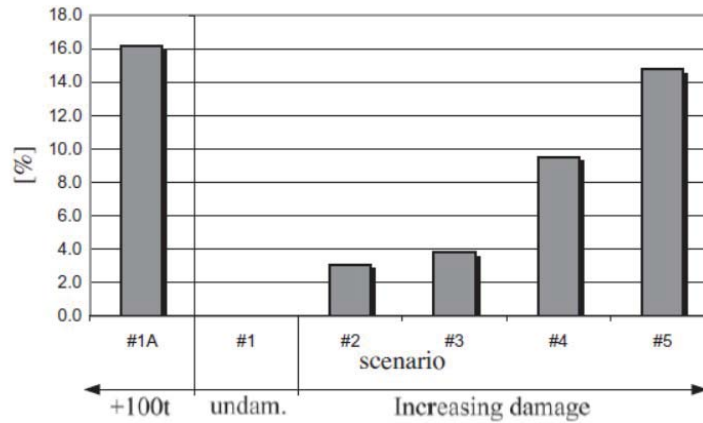


Figure 2.5 – Diminution en valeur absolue de la première fréquence propre (flexion) du pont Avenue John F. Kennedy (tirée de [28])

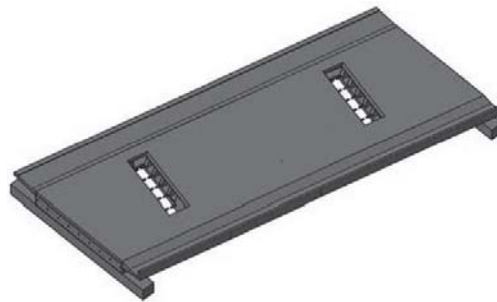


Figure 2.6 – Dommages sur le pont Avenue John F. Kennedy (tirée de [28])

La faisabilité de la détection, de l'identification et de la quantification de l'endommagement sur des structures réelles reste donc incertaine et semble dépendre de la géométrie de la structure étudiée et surtout de l'apparition de fissures.

2.3 MODÈLES THÉORIQUES POUR LA PERTE DE PRÉCONTRAINTE

Les résultats obtenus lors des différents essais réalisés sur les structures en service présentés à la section précédente soulèvent certains doutes quant à la possibilité de détecter l'endommagement de structures précontraintes. De nombreux essais en laboratoires ont aussi été faits afin de tenter de déterminer s'il était possible de détecter, localiser et quantifier l'endommagement de poutres en béton précontraint à partir de mesure de vibrations dans un environnement contrôlé. Plusieurs modèles théoriques d'endommagement de ces éléments structuraux par perte de précontrainte ont été développés et utilisés à des fins de détection lors d'essais expérimentaux. Les principaux sont présentés dans cette section.

2.3.1 Réduction de la rigidité d'un élément par compression

Le premier modèle traité dans la littérature est présenté par Saiidi et al. [46] et est nommé *Compression-softening model*. Ce modèle se base sur la résolution de l'équation du mouvement d'une poutre prismatique sur appuis simples qui fournit les fréquences propres ω :

$$\omega^2 = - \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2 \frac{N}{\rho_c A_c} + \left(\frac{n\pi}{L} \right)^4 \frac{E_c I_c}{\rho_c A_c} \quad (2.8)$$

où n représente le numéro du mode, L est la longueur de la poutre, ρ_c est la masse volumique de la section, A_c est l'aire de la section transversale, $E_c I_c$ est la rigidité en flexion de la section et N est l'effort de tension total dans les torons (compression de la poutre). Le premier terme de l'équation (2.8) provient de la rigidité géométrique de la poutre et ne dépend que de ses propriétés géométriques et de l'effort axial appliqué. Le second terme est lié à la rigidité en flexion de la poutre et dépend des propriétés géométriques et physiques de l'élément étudié. Selon l'équation (2.8), les fréquences propres ω devraient diminuer lorsque l'effort de tension dans les torons est augmenté. Toutefois, comme il est présenté dans les tableaux 2.1 et 2.3, les résultats obtenus par Saiidi et al. [46] sur le pont Golden Valley comme sur une poutre testée en laboratoire (fig. 2.7), donnaient des résultats opposés. Le modèle ne semble donc pas pouvoir décrire le comportement dynamique réel d'une poutre soumise à une variation de précontrainte. La poutre testée par les auteurs était instrumentée avec huit accéléromètres et excitée verticalement avec un marteau. Les fréquences propres étaient ensuite déterminées à partir de transformées rapides de Fourier (FFT). Il est important de noter ici que les spécimens s'étaient fissurés sous leur propre poids avant la mise en tension des torons. Le déplacement statique vertical fut aussi mesuré lors des essais. Pour ce faire, des masses de 28,4 lb et 55,5 lb étaient appliquées pour chaque niveau de précontrainte puis retirées lors des mesures dynamiques.

Une autre approche, très semblable, fut utilisée par Lu et Law [25] et peut aussi être considérée comme étant un modèle de *Compression-softening*. Les auteurs ont créé un modèle par éléments finis d'une poutre Euler-Bernoulli (modélisant le tablier précontraint d'un pont) où la force de précontrainte est représentée par une compression axiale. L'équation du mouvement (2.9) est alors écrite en fonction de la matrice géométrique K_g , soit $\bar{K} = K_s + K_g$, où \bar{K} et K_s sont respectivement la matrice de rigidité totale et la matrice de rigidité élastique :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \bar{\mathbf{K}}\mathbf{u} = \mathbf{P}(t) \quad (2.9)$$

Tableau 2.3 – Fréquences des deux premiers modes de flexion de la poutre analysée par Saiidi et al. [46] en fonction de la charge axiale appliquée

Force axiale (kN)	Fréquence 1 ^{er} mode (Hz)	Fréquence 2 ^e mode (Hz)
0,00	11,41	43,99
26,73	13,47	44,89
56,58	14,15	45,71
80,86	14,49	45,57
120,05	14,72	45,86
129,39	14,97	46,10
131,26	15,07	45,87
129,88	14,78	45,86
90,21	14,72	46,20
85,54	14,95	46,32
72,93	14,72	46,05
56,59	13,63	45,42
36,06	12,89	44,69
15,53	12,09	44,11

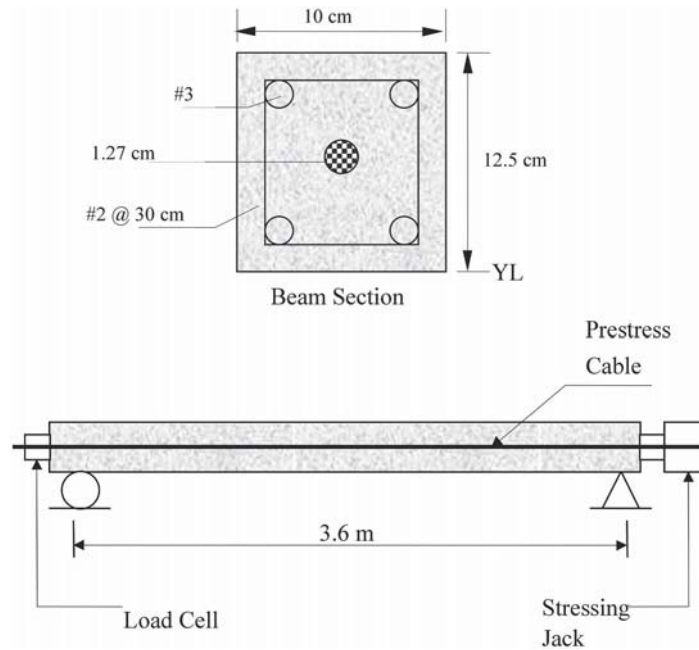


Figure 2.7 – Poutre analysée par Saiidi et al. [46]

Les forces de compression sont de signe négatif et font donc diminuer la rigidité en flexion des éléments. Des essais en laboratoire sur une poutre de 4m de longueur et de section de 150×200 mm ont été faits afin de tester ce modèle. La poutre précontrainte par un toron à sept fils fut excitée par l'impact d'un marteau et les propriétés modales furent enregistrées à l'aide de sept accéléromètres. Un test a été effectué alors que la poutre n'était pas précontrainte et un deuxième essai a été réalisé une fois la pleine précontrainte appliquée. Les fréquences propres des trois premiers modes de flexion verticale étaient plus élevées lorsque la précontrainte était appliquée, contrairement à ce qui était anticipé par les auteurs.

Il semble donc impossible de prédire adéquatement l'évolution du comportement dynamique engendré par la perte de tension dans les torons d'une poutre précontrainte à partir d'un modèle tenant seulement compte du phénomène de *Compression-softening*.

2.3.2 Augmentation de la rigidité due à une augmentation de précontrainte

En 2004, Kim et al. [22] ont développé un modèle théorique d'une poutre précontrainte sur appui simple décrivant un comportement dynamique semblable à celui obtenu lors des essais expérimentaux de Saiidi et al. [46]. Ce modèle se base sur une approche différente de celle du modèle de *Compression-softening*. En effet, la poutre est considérée comme étant initialement déformée en compression et le tendon est supposé toujours en tension (fig. 2.8).

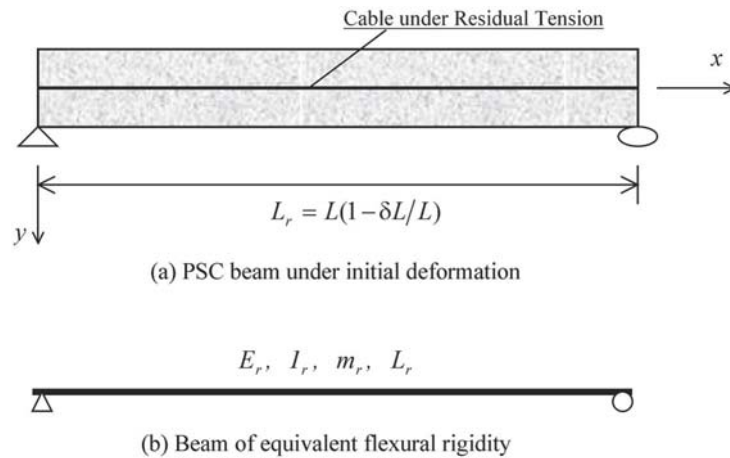


Figure 2.8 – Poutre équivalente modélisée par Kim et al. (tirée de [22])

La longueur initiale de la poutre L_r (équation (2.10)) est donc inférieure à la longueur totale de l'élément L avant la mise en tension des torons :

$$L_r = L(1 - \delta L/L) \quad (2.10)$$

L'équation différentielle qui gouverne le comportement de la poutre est :

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(E_r I_r \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) + m_r \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (2.11)$$

où $E_r I_r$ est la rigidité en flexion totale de la poutre et m_r est la masse linéique totale de la poutre :

$$E_r I_r = E_c I_c + E_s I_s \quad (2.12)$$

$$m_r = \rho_c A_c + \rho_s A_s \quad (2.13)$$

où l'indice c représente le béton et s représente l'acier de précontrainte, ρ est la masse volumique des matériaux et A l'aire de la section d'acier ou de béton.

L'équation différentielle décrivant la vibration transversale d'un câble soumis à un effort de tension N est :

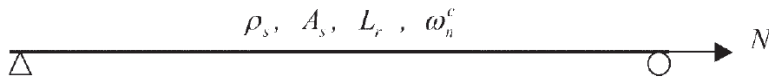
$$-N \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \rho_s A_s \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (2.14)$$

Il est possible d'exprimer les fréquences propres ω_c d'un câble tendu selon l'équation (2.15) :

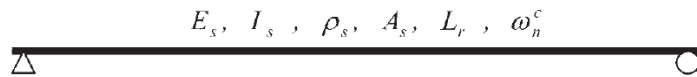
$$\omega_c^2 = \left(\frac{n\pi}{L_r} \right)^2 \frac{N}{\rho_s A_s} \quad (2.15)$$

En supposant une poutre idéalisée équivalente donnant les mêmes fréquences propres que celles obtenues à partir de l'équation (2.15), telle que montrée à la figure 2.9, on trouve :

$$\omega_c^2 = \left(\frac{n\pi}{L_r} \right)^4 \frac{E_s I_s}{\rho_s A_s} \quad (2.16)$$



(a) Cable under tension load



(b) Beam with equivalent flexural rigidity

Figure 2.9 – Poutre équivalente à un câble sous tension (tirée de [22])

En égalant les équations (2.15) et (2.16), il est possible d'exprimer la rigidité du toron comme étant :

$$E_s I_s = \left(\frac{L_r}{n\pi} \right)^2 N \quad (2.17)$$

Dès lors, en substituant (2.17) dans (2.12) et en résolvant l'équation différentielle (2.11) pour les bonnes conditions limites, il est possible de déterminer l'équation (2.18) et ainsi de montrer que, selon ce modèle, les fréquences propres des modes de flexion augmentent avec la tension dans les torons :

$$\omega_n^2 = \left(\frac{n\pi}{L_r} \right)^4 \frac{1}{m_r} \left(E_c I_c + \left(\frac{L_r}{n\pi} \right)^2 N \right) \quad (2.18)$$

Cette méthode analytique a permis de calculer les premières fréquences de résonances expérimentales obtenues par Saiidi et al. [46] avec des erreurs variant entre 0,1 % et 7 %. Un modèle par éléments finis développé selon les principes de la méthode a aussi permis d'obtenir une prédiction des fréquences avec un ordre de précision semblable. Le tableau 2.4, tiré de Kim et al. [22], présente les fréquences propres des deux premiers modes de flexion obtenus. Le modèle, réalisé à l'aide du logiciel ANSYS, est présenté à la figure 2.10. La précontrainte est modélisée par des éléments ayant les propriétés mécaniques des torons, en ajustant, selon le mode, le module de Young calculé (équation (2.17)).

Tableau 2.4 – Résultats expérimentaux et empiriques (tiré de [22])

Cas	Force de précontrainte in-situ (kN)	Fréquences exp. (Hz)		Fréquences prédites (Hz) [22]			
		(Saiidi et al. 1994) [46]		Modèle analytique		Modèle É.F.	
		Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2
1	0	11,41	43,99	11,409	45,635	11,196	44,047
2	15,71	12,09	44,11	11,832	46,063	11,689	44,547
3	27,05	13,47	44,89	12,128	46,371	12,032	44,886
4	36,49	12,89	44,69	12,370	46,626	12,311	45,161
5	57,25	13,63	45,62	12,885	47,179	12,902	45,744
6	81,81	14,49	45,57	13,468	47,828	13,568	46,401
7	91,26	14,72	46,32	13,686	48,073	13,816	46,645
8	121,46	14,72	45,86	14,360	48,854	14,578	47,398
9	130,91	14,97	46,10	14,565	49,096	14,809	47,622
10	132,80	15,07	45,87	14,610	49,145	14,855	47,667

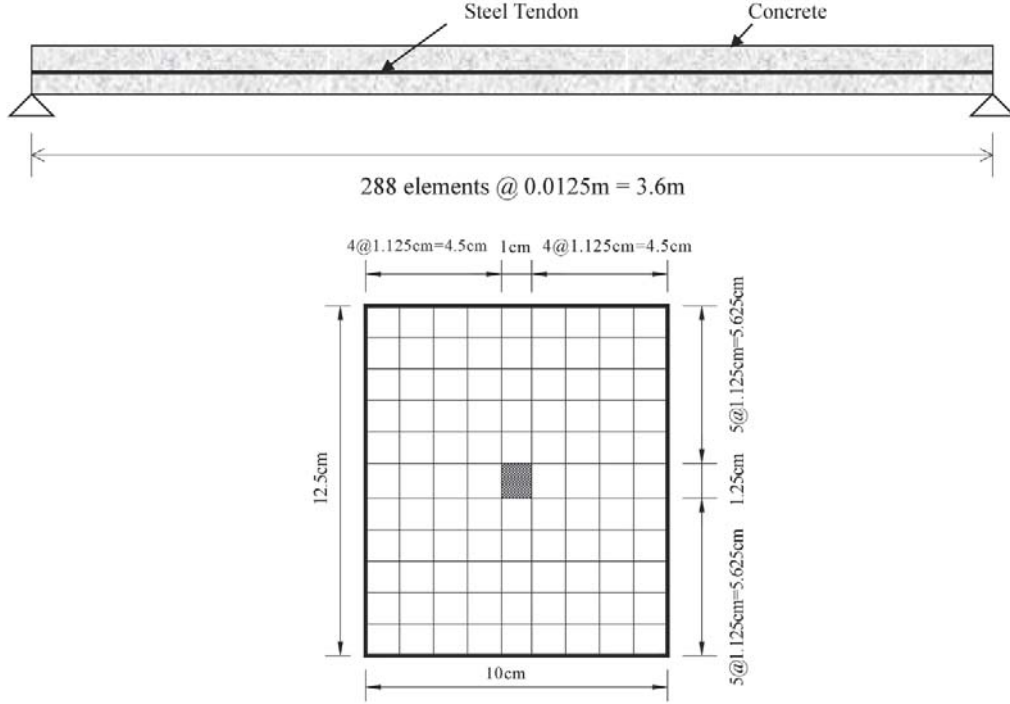


Figure 2.10 – Modèle par éléments finis réalisé par Kim et al. [22]

Les auteurs ont ensuite tenté de prédire la perte de précontrainte à partir des fréquences obtenues avec le modèle analytique et le modèle par éléments finis. L'équation (2.19) est alors utilisée pour évaluer la perte de contrainte :

$$\left(\frac{\delta N}{N} \right)_n = \frac{\delta \omega_n^2 - \delta \varpi_n^2}{\omega_n^2 - \varpi_n^2} \quad (2.19)$$

où $\delta \omega_n^2$ représente la variation de la fréquence due à la perte de précontrainte par rapport à la fréquence à pleine précontrainte ω_n^2 et $\delta \varpi_n^2$ est la variation de la fréquence propre ϖ_n^2 du mode n pour la poutre sans précontrainte qui dépend seulement de la modification de la rigidité de la section de béton $E_c I_c$ due à la perte de précontrainte, comme le montrent les équations (2.20) et (2.21) :

$$\varpi_n^2 = \frac{E_c I_c}{m_r} \left(\frac{n\pi}{L_r} \right)^4 \quad (2.20)$$

$$\delta \varpi_n^2 = \frac{\delta(E_c I_c)}{m_r} \left(\frac{n\pi}{L_r} \right)^4 \quad (2.21)$$

L'équation (2.19) peut, dans ce cas-ci, être simplifiée, puisque le seul fait de modifier la précontrainte n'engendre normalement pas de modification de la rigidité de la section de béton d'une poutre qui ne fissure pas sous son poids propre et donc $\delta \varpi_n^2 \approx 0$. Dans

le cas d'étude de structures réelles, la fréquence naturelle ϖ_n^2 sans précontrainte n'est pas connue et doit être estimée, rendant la méthode difficilement applicable en pratique.

Les résultats obtenus pour le premier mode de flexion sont présentés à la figure 2.11. Le graphique compare la perte de contrainte relative prédite à celle mesurée par Saiidi et al. [46] pour les modèles analytique et par éléments finis présentés précédemment. La différence entre les deux modèles provient seulement de l'évaluation de ϖ_n^2 . La corrélation est relativement bonne pour le premier mode. Les erreurs, qui varient entre 1 % et 75 %, sont grandement influencées par la précision des mesures des fréquences et par la définition du comportement dynamique de l'élément sans précontrainte.

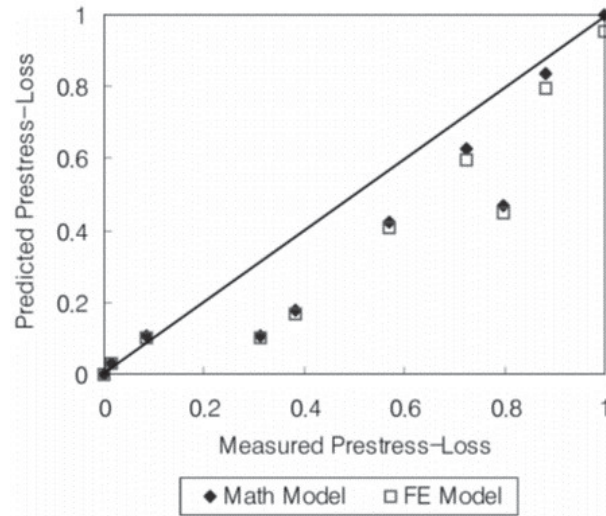


Figure 2.11 – Comparaison entre les forces prédites et mesurées (tirée de [22])

Les résultats de Kim et al. [22] ont mené à la réalisation d'autres essais expérimentaux. En effet, en 2010, Kim et al. [21] ont développé une méthodologie dite « hybride » dans le but de détecter la perte de tension dans des torons de précontrainte. Cette méthode permet de distinguer d'éventuels dommages de perte de tension de ceux dus à la fissuration du béton. La détection de l'endommagement est alors réalisée en trois étapes. D'abord, un endommagement général ou global est détecté par une variation des fréquences propres de la structure. Puis, l'endommagement local est attribué à une perte de tension dans les torons ou à une modification des propriétés du béton (fissuration, perte ou ajout de masse, etc.). La différenciation se fait à partir des mesures de l'impédance de la structure et des différents modèles typiques de vibrations. Puis, pour finir, l'estimation et la localisation du niveau de dommage sont faites à partir du modèle théorique de raidissement en traction mentionné précédemment. Cette méthode de détection fut vérifiée à l'aide d'essais expérimentaux sur une poutre précontrainte par post-tension d'une longueur de 6 m et d'une hauteur de 600 mm. Un seul toron de sept fils ayant 15,2 mm de diamètre fut utilisé. La figure 2.12 présente le montage expérimental. Les données vibratoires étaient

recueillies par sept accéléromètres disposés en ligne au centre de la poutre. Seuls les modes de vibration verticaux étaient utilisés. La variation de la force de précontrainte (allant de 0 kN à 117,6 kN) peut, selon les auteurs, être prédite par un modèle de raidissement en traction.

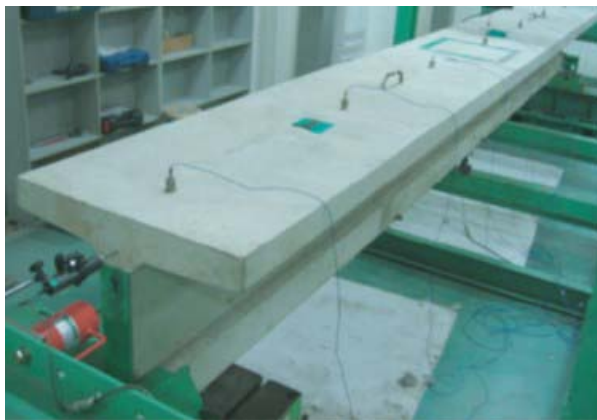


Figure 2.12 – Poutre précontrainte testée par Kim et al. [21]

En utilisant l'équation (2.19), Kim et al. [21] montrent que les erreurs sur la moyenne des prédictions de perte de tension des 4 modes étudiés variaient entre 0 % et 14 %. Les erreurs les plus faibles (près de 0 %) correspondent aux premiers niveaux de perte de tension (98 kN et 78,4 kN). La corrélation entre les valeurs prédites et mesurées est présentée à la figure 2.13 et laisse croire en la possibilité de détecter la perte de précontrainte dans ce type de poutres. Toutefois, comme il est mentionné précédemment, la précision de la méthode dépend beaucoup de l'évaluation de la fréquence propre du spécimen sans précontrainte, rendant la méthode difficilement applicable pour l'étude de structures réelles.

Les résultats expérimentaux de Kim et al. [21] sont repris dans Ho et al. [17] afin de vérifier si un modèle par éléments finis peut prédire avec une bonne précision la perte de tension dans le toron de précontrainte. Une modélisation de la poutre fut réalisée sur SAP 2000 (fig. 2.14). Le modèle était composé de plus de 11 000 éléments 3D et six paramètres étaient utilisés pour le recalage, soit la rigidité du béton, la rigidité du tendon, les rigidités des portions en porte-à-faux et les rigidités verticales et horizontales des ressorts. Ces paramètres étaient modifiés l'un après l'autre selon trois étapes. Pour chaque niveau de précontrainte, le modèle était calibré de façon à réduire au maximum l'erreur sur les fréquences propres des deux premiers modes de flexion. Le paramètre variant le plus était la rigidité du toron. Un modèle sans précontrainte a aussi été réalisé dans le but d'estimer la fréquence propre liée à cet état. En utilisant l'équation (2.19), la prédiction de la perte de contrainte avec le modèle par éléments finis calibré s'avère relativement efficace, avec des erreurs variant entre 0,1 % et 54,6 %. Les erreurs les plus importantes sont associées au mode 2 dont les fréquences expérimentales seraient peu précises. Les

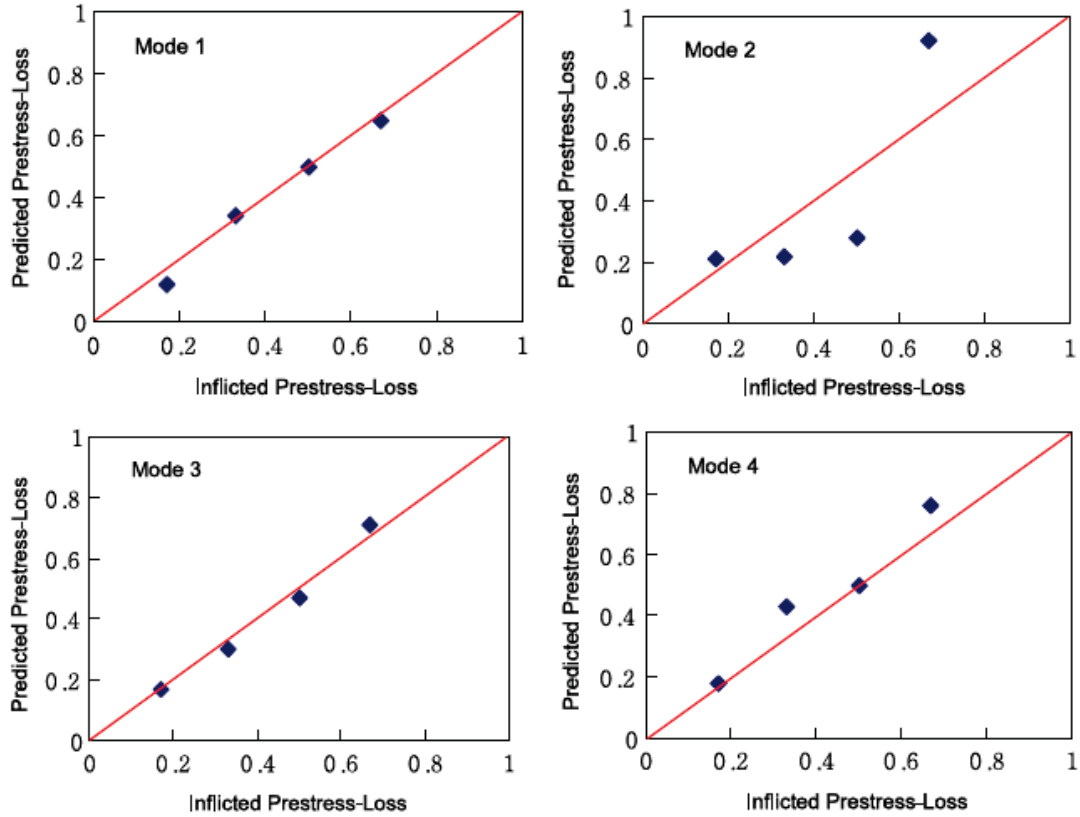


Figure 2.13 – Comparaison entre les pertes de précontrainte prédites et mesurées par Kim et al. [21]

auteurs concluent en mentionnant que la perte de tension dans un toron peut être détectée à l'aide d'un modèle par éléments finis, mais que la précision dépend beaucoup des erreurs sur les mesures de fréquences et sur l'évaluation des propriétés dynamiques du modèle initial sans précontrainte.

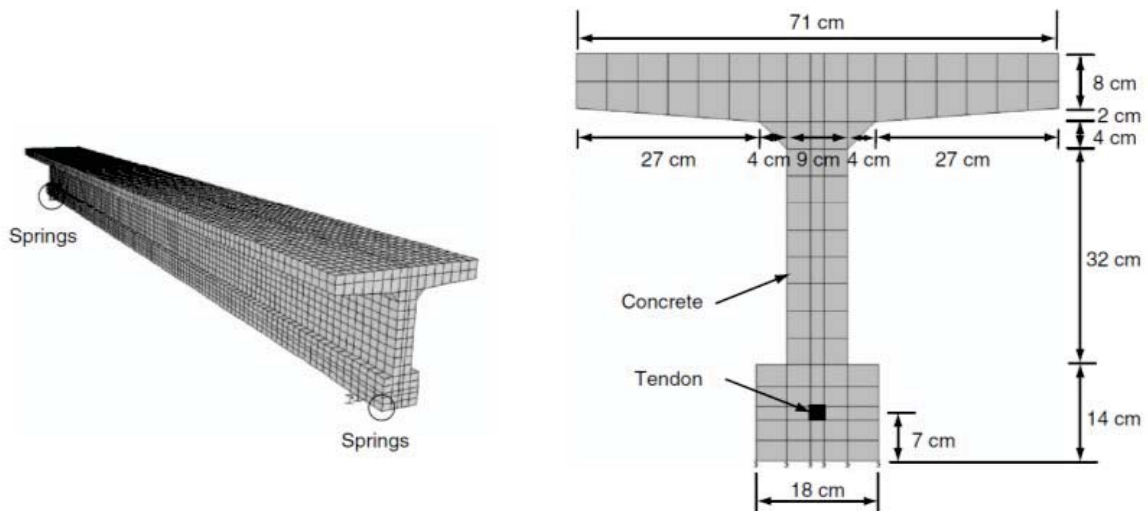


Figure 2.14 – Modèle numérique réalisé par Ho et al. [17]

2.3.3 Utilisation des vibrations longitudinales

Les modes de flexion sont les modes de vibration les plus utilisés lors de la détection de l'endommagement par des mesures de vibrations sur des poutres ou sur des ponts. Dans le cas d'éléments précontraints, les résultats expérimentaux obtenus sont parfois difficiles à prédire théoriquement, comme il est mentionné dans les sous-sections précédentes. Dans le cadre d'une étude sur le comportement d'éléments précontraints dans des réacteurs nucléaires, Kim et al. [19,20] ont développé une approche différente, basée sur les fréquences longitudinales de poutres précontraintes par post-tension. De plus, dans cette étude, les torons étaient pris dans un coulis de ciment, ce qui est rarement fait lors d'études réalisées en laboratoire. L'objectif est d'obtenir un comportement plus près de la réalité, puisque cette option est souvent privilégiée par les ingénieurs afin d'éviter la corrosion des torons des structures en service.

Pour les essais, huit poutres ont été construites, dont deux réalisées à une échelle réduite pour des essais préliminaires. Ces dernières avaient une longueur de 3 m alors que les six poutres principales avaient une longueur de 8 m et une section de 300×300 mm. Les poutres étaient précontraintes par trois torons de 15,2 mm de diamètre et étaient déposées sur des appuis simples. Un accéléromètre appliqué sur le fil central de chaque toron permettait d'obtenir les fréquences longitudinales de la poutre excitée par un impact de marteau sur la plaque d'appuis à l'autre extrémité. Les fonctions de réponse en fréquence moyennes ont été déterminées à partir de plus de 160 mesures pour chaque spécimen. La fréquence longitudinale théorique d'un élément sur appuis simples de longueur L peut s'exprimer selon l'équation (2.22) :

$$f_n = \frac{nc_0}{2L} \quad (2.22)$$

où $c_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$, où E représente le module de Young du béton et ρ la masse volumique de l'élément. Selon la théorie élastique, les fréquences devraient augmenter linéairement en fonction du rang de mode n et ne pas varier selon la contrainte appliquée sur l'élément. Dans le cas de ces essais, les fréquences augmentaient lorsque la tension dans les torons était plus importante (fig. 2.15) et la variation d'un mode à l'autre n'était pas tout à fait linéaire pour tous les spécimens, comme le montre la figure 2.16.

Une relation entre le module de Young du béton ou celui des torons et la fréquence propre enregistrée, tirée de l'équation (2.22), est proposée par les auteurs :

$$E = \rho \left(\frac{2Lf_n}{n} \right)^2 \quad (2.23)$$

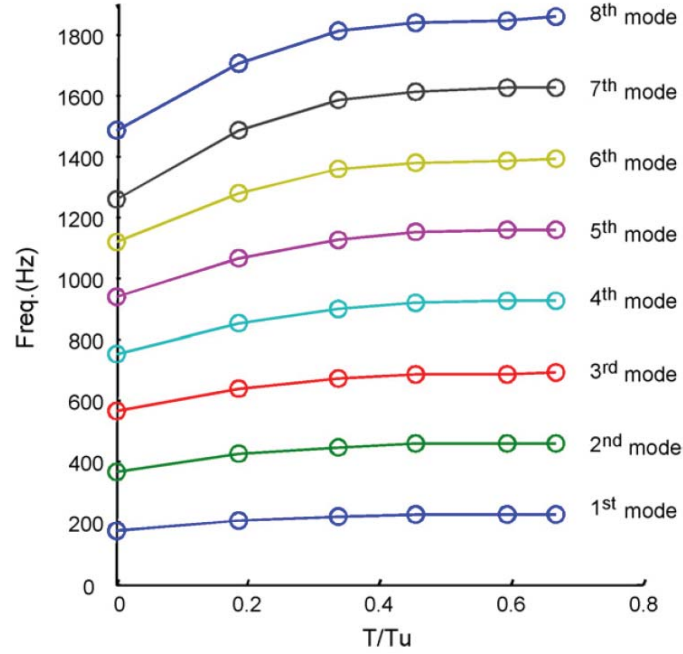


Figure 2.15 – Variation des fréquences longitudinales en fonction de la précontrainte (tirée de [19])

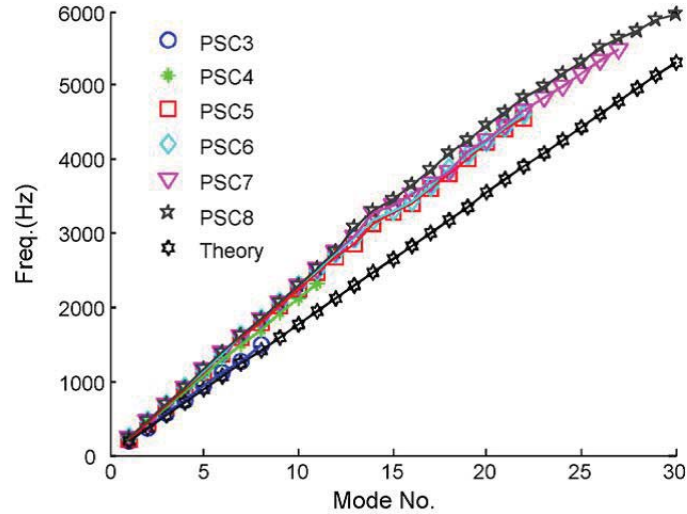


Figure 2.16 – Variation des fréquences longitudinales en fonction du numéro de mode (tirée de [19])

Le module élastique du béton ou des torons est alors suggéré comme paramètre de détection de l'endommagement, puisque la variation est relativement importante lorsqu'une réduction de tension suffisante dans les torons est observée. Dans le cas présent, les torons étaient initialement tendus à une tension T correspondant à 67 % de la tension ultime T_u pouvant être appliquée sur ces derniers. La variation détectable se produisait lorsque les torons avaient une tension inférieure à $0,46T_u$, soit une perte de 32 %, comme le montre la figure 2.17. Cette figure illustre la variation de module de Young relatif des torons (en

bleu) et du béton (en rouge), calculée à partir de l'équation (2.23) en fonction de la tension relative dans les torons. E_0 représente le module de Young estimé pour l'état sans précontrainte.

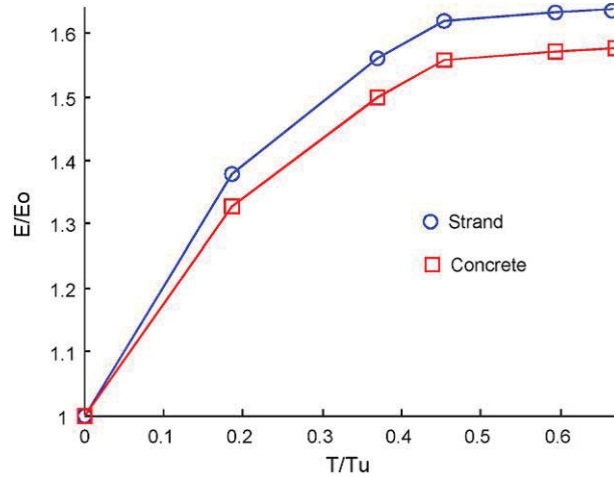


Figure 2.17 – Variation du module élastique relatif en fonction de la force de précontrainte relative (tirée de [19])

Les résultats obtenus dans ces travaux semblent montrer que le module de Young du béton ou des torons estimé à partir des fréquences longitudinales peut être un indicateur d'une perte de précontrainte.

Une étude semblable faite sur une poutre rectangulaire précontrainte par post-tension fut effectuée par Lundqvist et Ryden [26]. Les auteurs tentaient d'expliquer le comportement dynamique d'une poutre précontrainte par la théorie acoustoélastique. L'acoustoélasticité concerne l'influence de la contrainte agissant sur un matériau non élastique sur la vitesse de propagation des ondes dans ce dernier. Le module élastique du matériau étant dépendant de la contrainte appliquée, les fréquences de résonances devraient, selon cette théorie, être aussi dépendantes de celle-ci. Les essais dynamiques, effectués sur des poutres de portée de 3 m et de section de 350×350 mm sur appuis simples armées de cinq torons de diamètre de 15 mm, ont permis de montrer une bonne corrélation avec les prédictions d'un modèle par éléments finis basé sur l'acoustoélasticité.

2.4 IMPORTANCE DE LA FISSURATION

La fissuration du béton occupe une place très importante dans toute méthode de détection de l'endommagement pour des structures en béton armé. En effet, il est bien connu que l'apparition de fissures dans le béton cause une perte de rigidité qui peut alors être détectée par des changements des propriétés dynamiques de la structure étudiée. Dans le cas des éléments précontraints, ce paramètre est plus problématique, car ces derniers sont

généralement dimensionnés dans le but d'empêcher toute fissuration lors de l'application des charges en service. L'effet de la force de précontrainte sur les structures non fissurées et fissurées a été étudié dans la littérature, mais aucun consensus clair n'est établi à ce jour. Notamment, la section 2.3 a présenté quelques modèles théoriques développés dans l'objectif de prédire le comportement dynamique d'une structure soumise à différents niveaux de précontrainte uniquement à partir de la valeur de cette précontrainte. Les essais expérimentaux réalisés lors de l'étude de ces modèles ont été faits en considérant que les spécimens étudiés n'étaient pas fissurés et que seule la variation de la précontrainte engendrait une modification des propriétés dynamiques. Mais ces résultats, obtenus entre autres par Kim et al. [21, 22], contredisent les observations faites lors de plusieurs autres études présentées dans les prochains paragraphes, qui montrent qu'aucune modification significative des propriétés dynamiques n'est observée suite à une perte de précontrainte tant que le spécimen étudié ne fissure pas.

D'abord, comme il fut mentionné précédemment, Saiidi et al. [46] ont constaté lors de leurs essais expérimentaux que les fréquences propres en flexion du spécimen étudié, fissuré sous son poids propre avant la mise en tension des torons, augmentaient avec l'augmentation de la force dans les torons.

Puis, De Roeck [42] conclut dans un résumé des résultats des essais sur le pont Z24 que la diminution de la précontrainte ne va engendrer un changement significatif sur les fréquences propres que si des fissures dans le béton apparaissent. Cette observation semble correspondre parfaitement avec les résultats obtenus par Unger et al. [53, 54] lors d'essais en laboratoires réalisés sur une poutre de 17,63 m instrumentée de 75 accéléromètres (fig. 2.18 et 2.19). La poutre fut graduellement endommagée par l'application de charges statiques et des essais dynamiques pour chaque niveau d'endommagement furent réalisés alors que cette dernière reposait sur des coussins d'air. Les auteurs mentionnent que les premières fissures qui ne se refermaient pas après le retrait des charges se sont produites pour une charge de 150 kN. Avant cette charge, la précontrainte faisait en sorte que les fissures se refermaient. Les fréquences propres enregistrées sont présentées à la figure 2.20 et la variation de ces dernières concorde bien avec les observations faites sur les fissures.

Lors d'essais en laboratoires effectués par Maas et al. [27], réalisés avant ceux sur les ponts Deutsche Bank et Avenue John F. Kennedy [28], des observations très similaires ont été faites. Pour ces essais, deux dalles précontraintes préfabriquées ont été graduellement endommagées par l'application de charges constantes (2 à 4 masses d'environ 850 kg) alors que les câbles de précontraintes étaient progressivement coupés. Les premiers changements significatifs observés dans les indicateurs dynamiques analysés (fréquences propres, modes de vibration, amortissement) sont survenus peu après l'apparition des premières fissures, alors que 53 % des câbles avaient déjà été coupés. La figure 2.21 montre l'évolution de la première fréquence propre de la dalle pour différents scénarios (1 à 7). Pour chaque

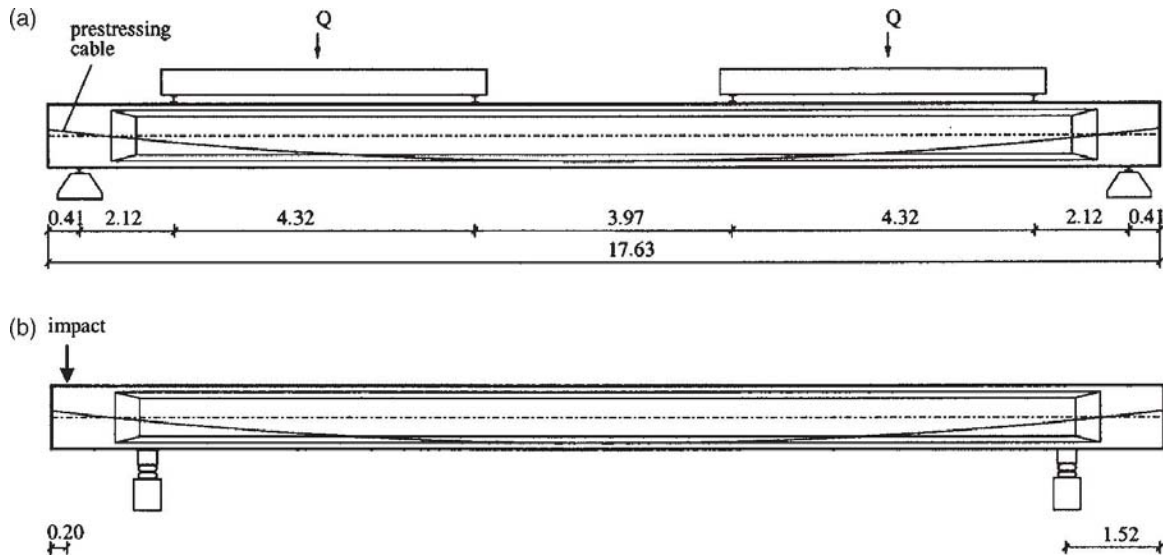


Figure 2.18 – Montage expérimental utilisé par Unger et al. [53] : (a) Essai de chargement statique sur appuis simple et (b) Essai dynamique sur coussins d'air

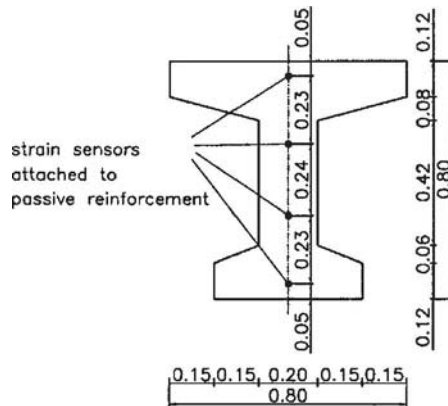


Figure 2.19 – Section de la poutre étudiée par Unger et al. [53]

scénario, un nombre croissant de torons était coupé. La dalle était excitée par l'application d'une force sinusoïdale d'amplitude de 40 N. Durant les premiers essais, les masses étaient toutes appliquées lors des mesures dynamiques. Puis, à partir du 4^e scénario, un cycle de chargement a été effectué durant lequel les masses étaient progressivement ajoutées et retirées. D'abord, les mesures dynamiques sans l'application de masses étaient prises, puis on appliquait 2 et ensuite 4 masses. Les masses étaient ensuite graduellement retirées (2 puis 4). À chaque étape, des mesures dynamiques étaient prises, comme le montre la figure 2.21. Il est possible de constater, en observant la dernière bande des cas 6 et 7, correspondant aux mesures prises lorsque la dalle était déchargée, qu'une diminution de la première fréquence propre est présente. Ces variations, non observées pour les cas 1 à 5, semblent liées au fait que l'application de 4 masses à partir du cas 6 engendre des fissures permanentes dans la dalle.

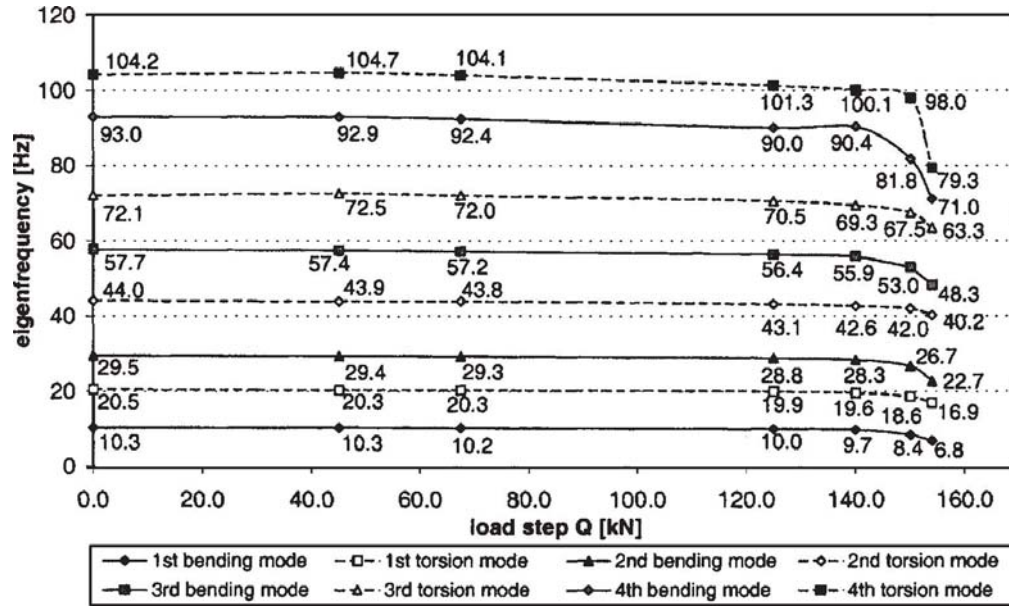


Figure 2.20 – Fréquences obtenues par Unger et al. en fonction de la charge appliquée (tirée de [53])

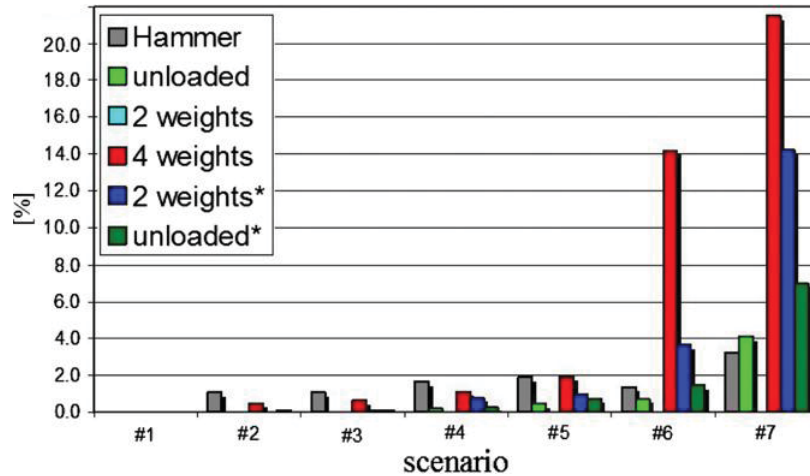


Figure 2.21 – Diminution de la première fréquence propre en fonction des scénarios d'endommagement étudiés par Maas et al. [27]

Maas et al. [27] ont aussi étudié l'évolution de l'amortissement. D'abord analysé sur une poutre en béton armé, il fut conclu que l'amortissement était peu fiable dans ce cas puisque les variations étaient beaucoup trop faibles (autour de 0,1%), et ce, même si la structure était excitée par une force harmonique et était suspendue à des ressorts peu rigides. Les conclusions étaient cependant différentes pour la dalle précontrainte. La figure 2.22 montre la variation de l'amortissement mesuré lors des essais. Les variations les plus importantes se sont produites lors des derniers états, comme pour la première fréquence propre. Ce paramètre pourrait alors être utilisé pour détecter l'endommagement dans ce type structure, selon les auteurs.

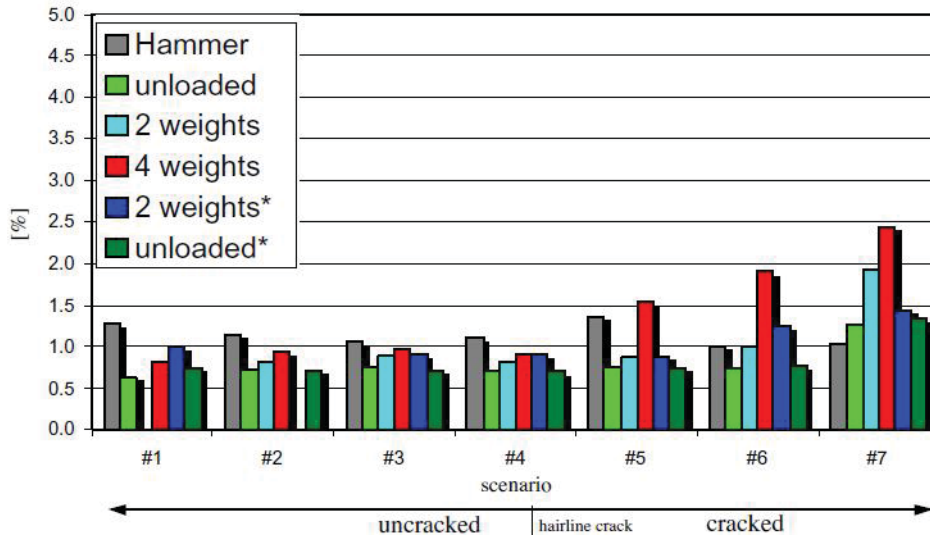


Figure 2.22 – Évolution de l’amortissement en fonction des scénarios d’endommagement étudiés par Maas et al. [27]

Les résultats ensuite obtenus lors des essais sur les ponts Deutsche Bank et Avenue John F. Kennedy par Maas et al. [28] valident le lien observé entre la fissuration et le changement des indicateurs dynamiques, puisqu’aucun indicateur utilisé, comme mentionné dans la section 2.2, n’avait pu détecter les dommages, pourtant importants, sur le pont Deutsche Bank, qui ne s’était pas fissuré.

Quelques autres exemples aux conclusions semblables sont mentionnés dans Noble et al. [36]. Les auteurs de cet article ont réalisé plusieurs essais sur neuf poutres en béton armé précontraintes par post-tension de 2,4 m (fig. 2.23) dans le but de mieux définir l’effet de la force de précontrainte sur des poutres non fissurées et fissurées. Les poutres avaient une largeur de 150 mm et une hauteur de 250 mm. L’excentricité des torons de précontraintes de diamètres de 17,7 mm était différente pour chaque poutre. Des analyses dynamiques ont été effectuées pour 11 niveaux de précontrainte sur chaque poutre intacte (supposées non fissurées). Les poutres étaient excitées par l’impact d’un marteau. Un accéléromètre était placé à 800 mm d’un des supports et permettait d’obtenir les fréquences propres des trois premiers modes de flexion. Les modes de vibration ont été récupérés à partir de trois jauges de déformations réparties le long de la travée. Après la mesure de propriétés dynamiques des spécimens non fissurés, les poutres ont graduellement été endommagées lors d’un essai de chargement en quatre points, jusqu’à la plastification des barres d’aciers, et ce, sans précontrainte appliquée. Puis, de nouvelles analyses dynamiques ont été réalisées sur les poutres endommagées. Une précontrainte était ensuite appliquée graduellement et, pour les 11 niveaux de précontrainte établis, des mesures des propriétés dynamiques étaient faites. Les propriétés dynamiques étaient retrouvées à partir de FFT. Le premier constat

soulevé fut la dominance du premier mode de flexion dans la réponse des poutres non fissurées et des poutres complètement précontraintes. La figure 2.24 montre la différence entre les réponses en fréquences d'une poutre complètement précontrainte et d'une poutre fissurée partiellement précontrainte. Les fréquences fondamentales en fonction de la force de précontrainte de toutes les poutres testées (non fissurées et fissurées) ont ensuite été tracées (fig. 2.25). Il est possible de constater que pour la première série d'essais faite sur les poutres non fissurées, les fréquences ne semblent pas être influencées par la variation de la force de précontrainte (fig. 2.25a). La figure 2.25b montre que lorsque les poutres fissurées sont partiellement précontraintes (tension de 0 à 160 kN) les fréquences de flexion varient de façon non linéaire et diminuent avec l'augmentation de la précontrainte. Cette observation semble dans un premier temps en contradiction avec ce qui a été observé dans les autres études mentionnées jusqu'à présent. Il faut cependant comprendre qu'aucune étude n'avait effectué des essais similaires (endommager des poutres, puis augmenter la force de précontrainte). Lorsque la poutre est de nouveau dans un état de pleine précontrainte (tension de plus de 160 kN), l'augmentation des fréquences typiquement observée se produit. Les auteurs expliquent ces observations par le fait que la poutre, dans son état endommagé, agit comme plusieurs entités plutôt que comme un bloc monolithique. En augmentant la force de précontrainte graduellement, les longueurs des entités augmentent et font diminuer les fréquences. Puis, une fois que la structure retrouve un comportement monolithique, grandement dominé par le premier mode de vibration, les fréquences augmentent. Il semble donc que le niveau de précontrainte et l'état d'endommagement de la poutre ont une grande influence sur le comportement des poutres fissurées.

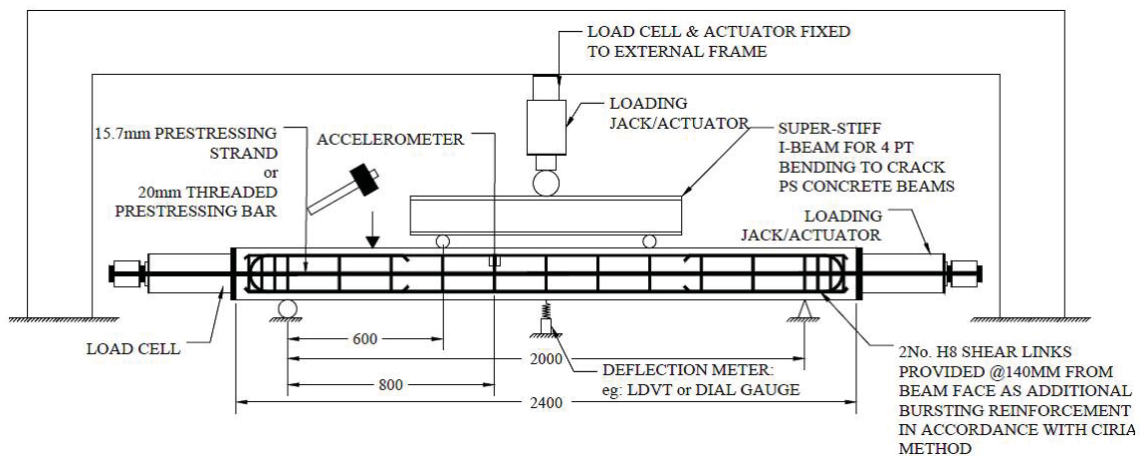


Figure 2.23 – Montage expérimental utilisé par Noble et al. [36]

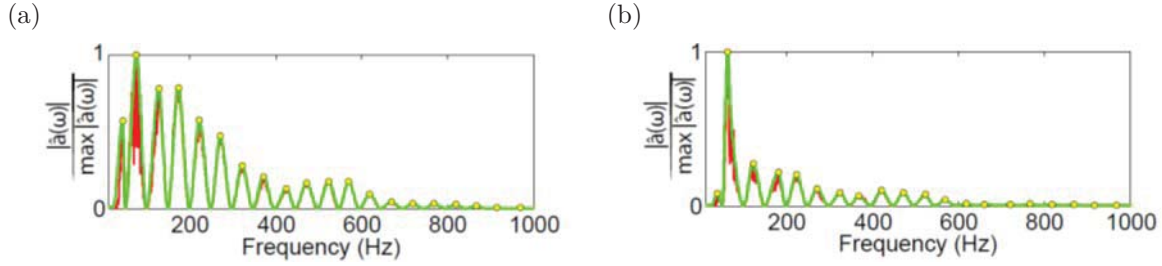


Figure 2.24 – Spectre de réponse d'une poutre : (a) partiellement précontrainte et (b) complètement précontrainte (tirée de [36])

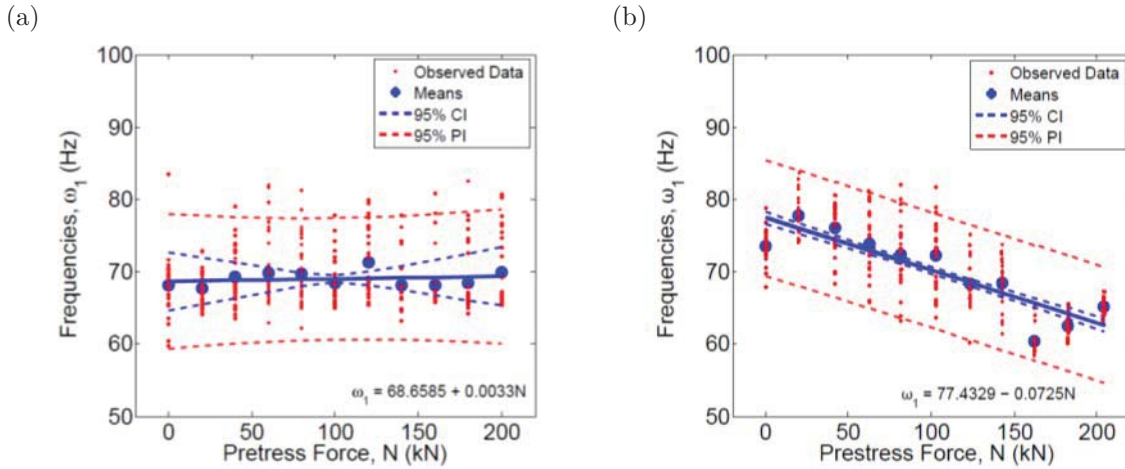


Figure 2.25 – Fréquence fondamentale en fonction de la force dans les torons d'une poutre : (a) non fissurée et (b) fissurée (tirée de [36])

2.5 LOCALISATION DE L'ENDOMMAGEMENT

En plus des méthodes de détection présentées précédemment qui fournissent essentiellement l'information sur l'existence ou non d'un dommage à la structure, plusieurs méthodes de localisation de l'endommagement sont proposées dans la littérature. Quelques-unes d'entre elles sont présentées ici, soit celles testées sur des structures précontraintes.

2.5.1 Calcul direct de la rigidité

Maeck et al. [29] ont utilisé lors de leurs analyses sur le pont Z24 une méthode de détection et de localisation de l'endommagement basée sur le calcul direct de la rigidité. L'équation (2.24) ci-dessous, est à la base de cette méthode pour laquelle les variations locales de la raideur en flexion EI sont utilisées pour localiser l'endommagement :

$$EI = \frac{M}{d^2\varphi/dx^2} \quad (2.24)$$

où M est le moment de flexion et φ représente le mode de vibration du pont. La raideur est donc égale au quotient du moment fléchissant et de la courbure en flexion. Le problème aux valeurs propres à résoudre est décrit par l'équation (2.25) :

$$\mathbf{K}\varphi = \omega^2 \mathbf{M}\varphi \quad (2.25)$$

où \mathbf{M} et \mathbf{K} sont respectivement les matrices de masse et de rigidité. La distribution de la masse est estimée aux degrés de liberté mesurés. Les moments de flexion internes utilisés dans l'équation (2.24) sont estimés en assimilant l'équation (2.25) à un système pseudo statique. Les forces ainsi trouvées sont alors égales au produit de la masse locale et de l'accélération ($\omega^2 \varphi$). Les fréquences ω sont obtenues de façon expérimentale.

Dans le cas du pont Z24, les données expérimentales ont été obtenues selon la méthodologie présentée à la section 2.2 du présent chapitre. La figure 2.26 montre les principaux résultats obtenus par Maeck et De Roeck [31] pour le 5^e niveau d'endommagement étudié sur le pont. La première courbe, en trait plein, montre la distribution le long du pont de la raideur pour l'état intact obtenu à partir d'un modèle par éléments finis calibré [47]. La deuxième courbe, en trait plein avec des marqueurs, montre les points où la raideur en flexion fut calculée analytiquement à partir de l'équation (2.24) pour le pont non endommagé. La troisième courbe, en pointillés, montre bien la diminution de la raideur en flexion près du pilier de droite (situé à 46,7 m) qui avait alors été abaissé de 80 mm pour ce cas d'endommagement. L'analyse des résultats, traités dans plusieurs articles [11, 29–31, 42, 49], permet de constater que la méthode par calcul direct de la rigidité en flexion, qui diminue avec l'augmentation des dommages, est relativement efficace pour la localisation de l'endommagement, du moins tant que les fissures dans le béton restent ouvertes.

2.5.2 Modes de vibration

Les modes de vibration peuvent aussi être utilisés plus directement pour la détection et la localisation de l'endommagement et plusieurs indicateurs liés à ceux-ci sont analysés par Huth et al. [18] lors de l'analyse de l'évolution des paramètres dynamiques enregistrés pour le pont Romeo (section 2.2). Le pont, soumis à des chargements importants, comportait plusieurs fissures après les essais 6, 7 et 8. Il fut constaté que les changements dans les déformées modales étaient faibles, mais non négligeables. De plus, dans ce cas, les variations étaient parfois plus importantes que celles des fréquences propres. Toutefois, les changements dans les modes étaient plutôt généralisés et ne permettaient pas la localisation précise de l'endommagement. Il fut aussi soulevé par les auteurs que la variation de l'aire sous la courbe des modes de vibration était plus sensible aux changements que le MAC, généralement utilisé pour quantifier la variation entre deux déformées

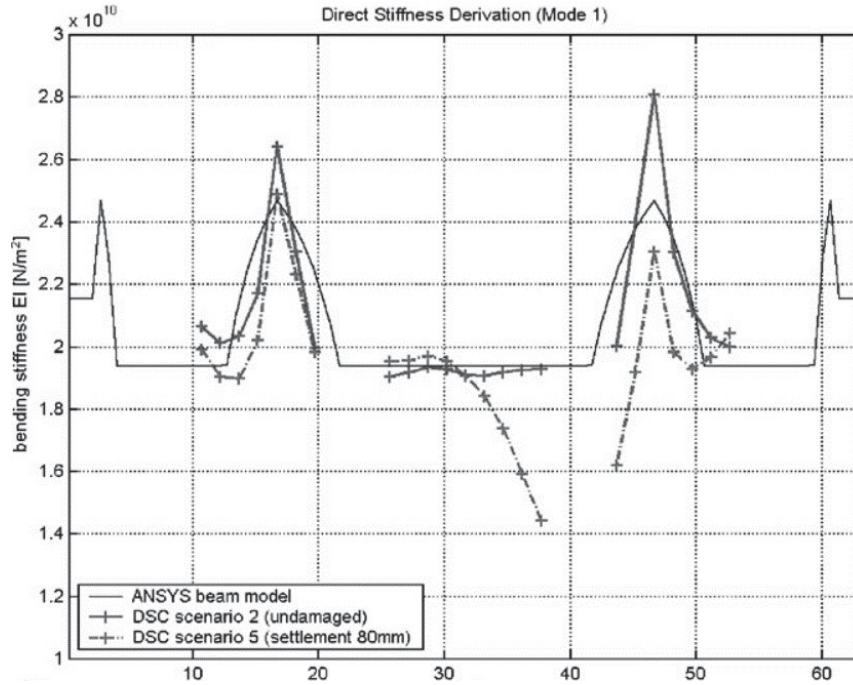


Figure 2.26 – Variation de la rigidité en flexion du pont Z24 (tirée de [31])

modales d'états différents. La figure 2.27 présente la variation relative de l'aire sous la courbe obtenue pour les trois portées (\hat{A}_1 , \hat{A}_2 et \hat{A}_3) du pont Romeo. Une variation relative supérieure à 10 % est atteinte pour le dernier niveau d'endommagement pour les deux premiers modes. En comparaison, le MAC, calculé à partir du 5^e état, varie très peu pour les derniers états d'endommagement, malgré le fait que les caissons du pont soient fissurés à un certain point sur 100 % de leur hauteur (tab. 2.5). La variation de l'aire sous la courbe des déformées modales du premier mode de flexion (fig. 2.27) permet, dans ce cas-ci, de localiser un endommagement à la première et troisième portée du pont. L'étude du deuxième mode de flexion permet de constater que la section du pont dans la deuxième portée est aussi endommagée.

Tableau 2.5 – Évolution du MAC pour le pont Romeo à partir de l'état 5 (tiré de [18])

État d'endommagement	Longueur des fissures (% de la hauteur des caissons)	MAC par rapport à l'état modal du 5 ^e test		
		1 ^{er} mode	2 ^e mode	3 ^e mode
6	15-25	0,996	0,999	0,994
7	40-60	0,994	0,998	0,988
8	50-90	0,992	0,997	0,986
9	60-100	0,989	0,994	0,989

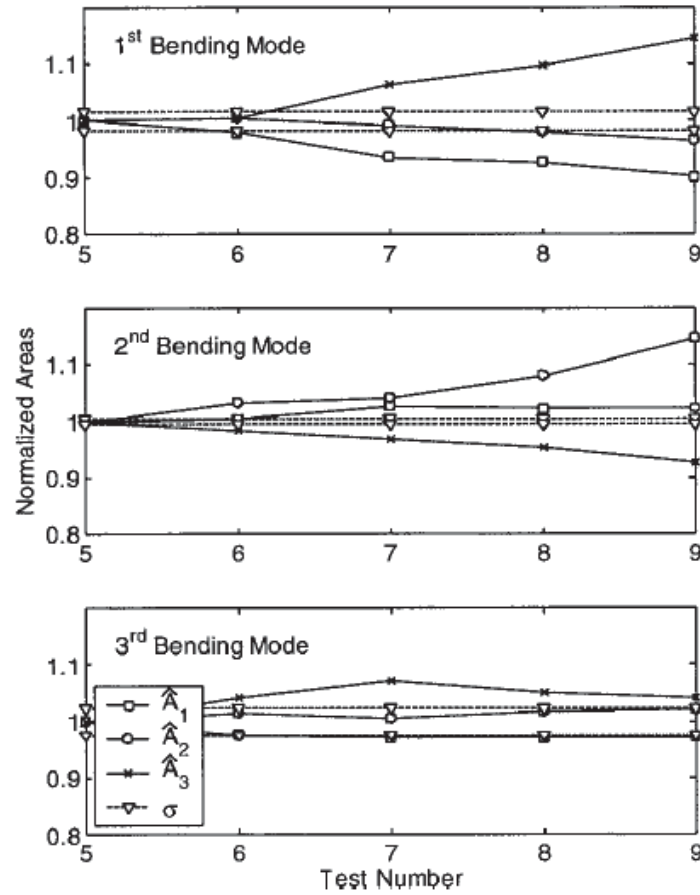


Figure 2.27 – Variation relative de l'aire sous la courbe modale obtenue pour le pont Romeo (tirée de [18])

2.5.3 Matrice de flexibilité

Lors de leurs analyses sur le pont Romeo, Huth et al. [18] ont aussi étudié la possibilité de détecter l'endommagement à partir des changements dans la matrice de flexibilité. Les résultats obtenus montrent qu'il était possible, dans ce cas, de détecter et localiser sans aucun doute les zones d'endommagement à partir du niveau 8, soit l'avant-dernier niveau d'endommagement testé. La figure 2.28 présente les changements observés dans la matrice de flexibilité, générée à partir des trois premiers modes de flexion, pour les 4 derniers tests effectués.

2.5.4 Mise à jour de modèle numérique

Dans le cadre du projet de recherche global de cette étude en collaboration avec le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, la méthode de détection et de localisation de l'endommagement par mise à jour de modèle

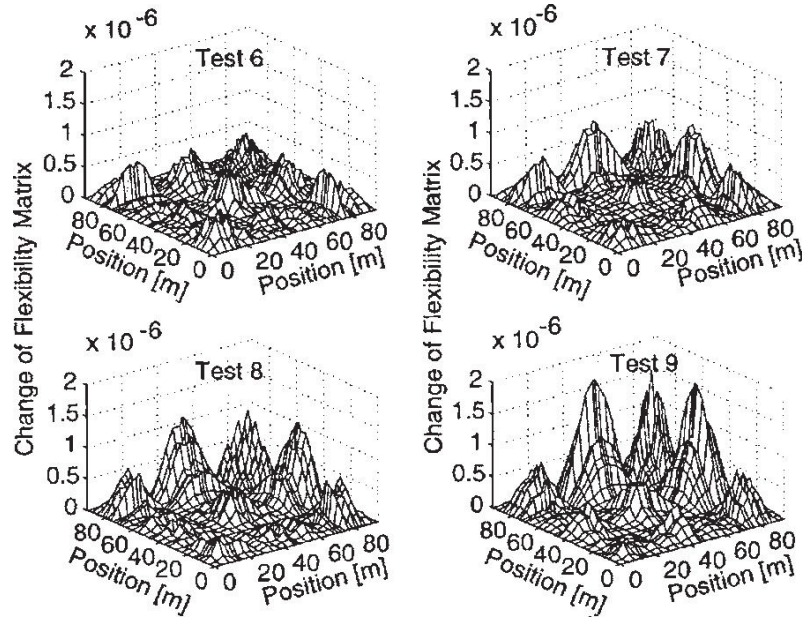


Figure 2.28 – Changements dans la matrice de flexibilité obtenus pour le pont Romeo (tirée de [18])

numérique est utilisée. Cette dernière a été introduite brièvement au chapitre 1 et sera expliquée un peu plus en détail dans la présente section. Les détails mathématiques et les algorithmes sont présentés dans les références [15, 34, 59–61] et dans le rapport CRGP-2015/03 [2] remis au Ministère en juillet 2015.

L’objectif de la méthode par mise à jour numérique d’un modèle par éléments finis est de minimiser les différences entre les fréquences propres et les déformées modales obtenues expérimentalement et celles obtenues à partir du modèle numérique. Des paramètres physiques numériques tels que le module de Young des matériaux, leur masse volumique ou autres sont mis à jour afin d’assurer la meilleure concordance entre les propriétés dynamiques expérimentales \mathbf{g}^{mes} et numériques $\mathbf{g}(\mathbf{a})$, où $\mathbf{a} = [\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_p]^T$ est le vecteur contenant les paramètres de recalage choisis.

À chaque itération k , le résidu $\mathbf{r}(\mathbf{a})$ est calculé (équation (2.26)) et les paramètres de recalage α_j sont déterminés en minimisant la norme du résidu $\|\mathbf{r}(\mathbf{a})\|_2$:

$$\mathbf{r}(\mathbf{a}) = \mathbf{g}^{mes} - \mathbf{g}(\mathbf{a}) \quad (2.26)$$

La fonction qui relie les propriétés dynamiques et les paramètres de recalage n’est généralement pas linéaire, mais on la linéarise pour effectuer les calculs à chaque itération :

$$\mathbf{r}(\mathbf{a}_{k+1}) = \mathbf{r}(\mathbf{a}_k + \Delta\mathbf{a}_k) = \mathbf{r}(\mathbf{a}_k) - \mathbf{S}_k \Delta\mathbf{a}_k \quad (2.27)$$

où $\Delta \mathbf{a}_k$ est l'incrément des paramètres de recalage calculé à l'itération k et \mathbf{S}_k est la matrice de sensibilité :

$$[\mathbf{S}_k] = \begin{bmatrix} \frac{\partial g_1}{\partial \alpha_1} & \dots & \frac{\partial g_1}{\partial \alpha_p} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial g_n}{\partial \alpha_1} & \dots & \frac{\partial g_n}{\partial \alpha_p} \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

Cette matrice, qui est au centre de tous les calculs, contient les dérivées des valeurs propres et des vecteurs propres du modèle numérique par rapport aux paramètres de recalage, c'est-à-dire les changements dans les valeurs modales résultant d'une variation unitaire de chaque paramètre de recalage. Les valeurs de la matrice dépendent des valeurs des paramètres de recalage \mathbf{a}_k . Durant le processus d'itération, ces paramètres varient à chaque étape et la matrice de sensibilité doit donc être recalculée.

D'après l'équation (2.27), le problème de minimisation linéarisé qu'il faut résoudre à chaque itération est :

$$\min \|(\mathbf{S}_k \Delta \mathbf{a}_k - \mathbf{r}(\mathbf{a}_k))\|_2 \quad (2.29)$$

La solution s'obtient par une résolution de problème des moindres carrés. À chaque itération, les paramètres de recalage sont incrémentés :

$$\mathbf{a}_{k+1} = \mathbf{a}_k + \Delta \mathbf{a}_k \quad (2.30)$$

Le processus itératif se poursuit jusqu'à la convergence des propriétés modales numériques vers les propriétés expérimentales [45]. Les variations des paramètres de recalage obtenues dans le modèle ainsi recalé par rapport au modèle initial peuvent être interprétées comme des dommages apparus dans la structure par rapport à l'état qui a servi à recalculer le modèle initial.

Dans le but de détecter et localiser à l'aide d'un modèle numérique l'endommagement engendré au spécimen, Unger et al. [53, 54] ont réalisé un modèle par éléments finis de la poutre présentée à la section 2.4 (fig. 2.18 et 2.19). Le modèle, composé de 180 éléments poutre à six degrés de liberté, a été créé à l'aide du logiciel ANSYS. Les conditions d'appuis sont libres pour tous les degrés de liberté (ddl), puisque les essais dynamiques ont été faits alors que la poutre était sur des coussins d'air. Deux types de sections ont été utilisées, soit une section rectangulaire près des appuis et une section en I pour la partie centrale de la poutre. La méthodologie présentée dans Teughels et al. [50] est utilisée pour le recalage du modèle numérique. Cette méthode est très près de ce qui a été présenté précédemment. Les paramètres de recalage choisis a_i correspondent, dans ce cas-ci, à la variation du module de Young du béton :

$$a_i = -\frac{E_i - E_0}{E_0} \quad (2.31)$$

où E_i est le module de Young mis à jour et E_0 est le module de Young de l'état initial (ou précédent). En traitant les paramètres de façon individuelle, il est possible d'obtenir de grandes variations entre les paramètres d'éléments subséquents. Teughels et al. [50] proposent de réduire le nombre de paramètres de recalage et de régulariser la variation d'un élément à l'autre en supposant une distribution des paramètres a basée sur une fonction de dommage. La distribution des propriétés physiques mises à jour (module de Young du béton) est alors exprimée par :

$$E(x) = E_0[1 - a(x)] = E_0 \left[1 - \sum_{i=1}^n p_i N_i(x) \right] \quad (2.32)$$

où $N_i(x)$ sont des fonctions de formes proposées dans Teughels et al. [50] et les facteurs p_i deviennent les seuls paramètres de recalage utilisés. La fonction à optimiser est alors :

$$f(\mathbf{p}) = \frac{1}{2} \left\| \begin{matrix} \mathbf{r}_f(\mathbf{p}) \\ \mathbf{r}_s(\mathbf{p}) \end{matrix} \right\|^2 \quad (2.33)$$

où $\mathbf{r}_f(\mathbf{p})$ et $\mathbf{r}_s(\mathbf{p})$ sont respectivement les résidus pour les fréquences propres et les déformées modales. Les résidus sont calculés selon l'équation (2.26), sauf que le résultat est, dans ce cas-ci, relatif à la propriété modale expérimentale.

Pour le recalage de leur modèle numérique, Unger et al. [54] ont utilisé les premiers modes de vibrations en flexion verticale. Lors du recalage, les fréquences propres et les modes de vibration furent utilisés. Ces derniers étaient comparés à l'aide du MAC. Les fréquences étaient calibrées avec une erreur de $\pm 0,3\%$ et les trois premiers modes avec un MAC de près de 100 %. Dans le but d'améliorer la détection de l'endommagement par cette méthode, Unger et al. [53] ont repris le modèle réalisé et ont utilisé les courbures modales en plus des déformées modales pour la détermination des paramètres de recalage. Les déformations modales ont été enregistrées avec des jauges de déformation placées au premier quart (4 jauges) et au centre de la poutre (4 jauges) sur les armatures passives. Les courbures modales ont alors été récupérées à partir des déformations modales et se sont avérées plus sensibles aux dommages locaux que les déplacements. La figure 2.29 montre la sensibilité des courbures et des déformées modales par rapport à un paramètre de mise à jour a pour un élément situé au centre de la poutre.

Les résultats obtenus par mise à jour du modèle numérique sont présentés à la figure 2.30. Pour chaque état d'endommagement, on y montre la raideur en flexion des éléments mise à jour en utilisant seulement les déformées modales (trait plein) et en utilisant les déformées et les courbures modales (trait pointillé). Il est possible de constater,

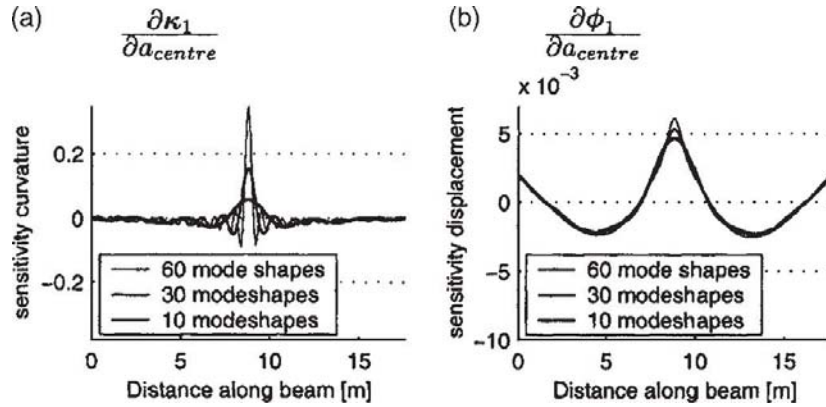


Figure 2.29 – Analyse de sensibilité pour un paramètre situé au centre de la poutre : (a) courbures modales et (b) déplacements modaux (tirée de [53])

dans chaque cas, que la variation de rigidité locale (indice montrant qu'il y a eu un endommagement) n'est véritablement significative qu'à partir du moment où les fissures restent ouvertes, soit pour une charge supérieure à 150 kN. De plus, lorsque les courbures modales sont utilisées, l'endommagement détecté est plus localisé, la rigidité au centre de la poutre étant dans ce cas plus près de sa valeur initiale. Selon les auteurs, les courbures modales permettent donc d'améliorer la qualité de la localisation de l'endommagement, pour autant qu'un nombre suffisant de jauges de déformations soit placé dans les zones endommagées. Dans le cas présent, la localisation des rotules situées à environ 7 m et 11 m ne peut pas être beaucoup plus précise, puisque des jauges de déformations n'étaient pas présentes à ces endroits. Malgré cela, l'endommagement détecté semble plus localisé lorsque les courbures modales mesurées au premier quart et au centre de la poutre sont utilisées lors du recalage du modèle numérique.

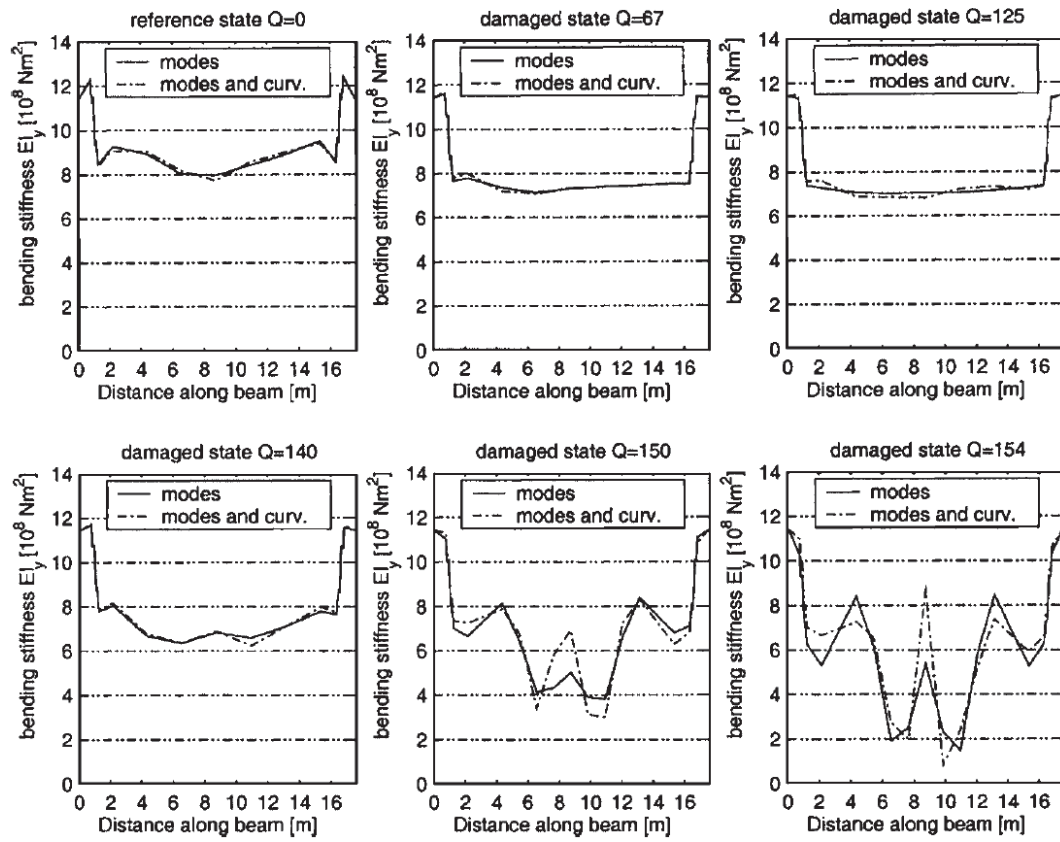


Figure 2.30 – Distribution de la rigidité EI_y obtenue par recalage de modèle numérique pour les différents chargements (tirée de [54])

Chapitre 3

Méthodes d'analyses modales expérimentales

Ce chapitre présente la méthode d'analyses modales utilisée dans le cadre de ce projet, soit l'analyse des fonctions de réponses en fréquence. Les bases théoriques de la méthode et son application pratique y sont présentées. L'essentiel de ce chapitre est directement adapté du mémoire de Mamar Saidou Sanda [45], qui s'était principalement basé sur les références [14, 23, 40]. Certains paragraphes et certaines figures ont pu être directement adaptés de la référence [23] avec l'accord des auteurs. Ce chapitre a pour but de présenter au lecteur les notions théoriques nécessaires à la compréhension des démarches effectuées dans la suite de ce travail et le texte original, écrit par Mamar Saidou Sanda [45], est donc repris ici avec l'accord de ce dernier.

3.1 RAPPELS THÉORIQUES DE TRAITEMENT DU SIGNAL DANS LE DOMAINE FRÉQUENTIEL

3.1.1 Analyses de Fourier

Les signaux enregistrés en laboratoire sont dans le domaine temporel. Afin d'extraire le maximum d'information de ces signaux, il faut les étudier dans le domaine fréquentiel, d'où l'introduction du spectre de Fourier.

La transformée de Fourier est un outil permettant d'avoir des informations sur le contenu fréquentiel d'un signal. Elle permet de transformer un signal dans le domaine temporel en un signal dans le domaine fréquentiel. La transformée de Fourier $Y(\omega)$ d'un signal $y(t)$ dans le domaine temporel se calcule comme suit :

$$Y(\omega) = \mathcal{F}(y(t)) = \int_{-\infty}^{\infty} y(t)e^{-i\omega t} dt \quad (3.1)$$

Cette fonction est réversible, c'est-à-dire que le signal peut être ramené dans le domaine temporel. La transformée inverse de Fourier se calcule comme suit :

$$y(t) = \mathcal{F}^{-1}(Y(\omega)) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} Y(\omega)e^{i\omega t} d\omega \quad (3.2)$$

Les équations (3.1) et (3.2) peuvent s'exprimer en fonction de la fréquence f en substituant le terme de la fréquence angulaire ω par $2\pi f$. Les expressions des équations deviennent :

$$Y(f) = \mathcal{F}(y(t)) = \int_{-\infty}^{\infty} y(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad (3.3)$$

$$y(t) = \mathcal{F}^{-1}(Y(f)) = \int_{-\infty}^{\infty} Y(f)e^{i2\pi ft} df \quad (3.4)$$

En pratique, $y(t)$ est un signal réel, mais sa transformée de Fourier est un nombre complexe.

L'application des relations précédentes se limite aux cas où la fonction $y(t)$ est exprimable d'une manière analytique. Lorsque le signal est discret (comme les mesures au laboratoire), la transformée de Fourier discrète (TFD) est définie et des algorithmes de calcul rapides sont utilisés pour la calculer (FFT, *Fast Fourier Transform*). La fonction présentée à la figure 3.1 est échantillonnée à intervalle de temps constant Δt . La fréquence d'échantillonnage est $f_s = 1/\Delta t$. Il est important de souligner que la fonction est définie uniquement pour des valeurs entières de m et est inconnue sinon.

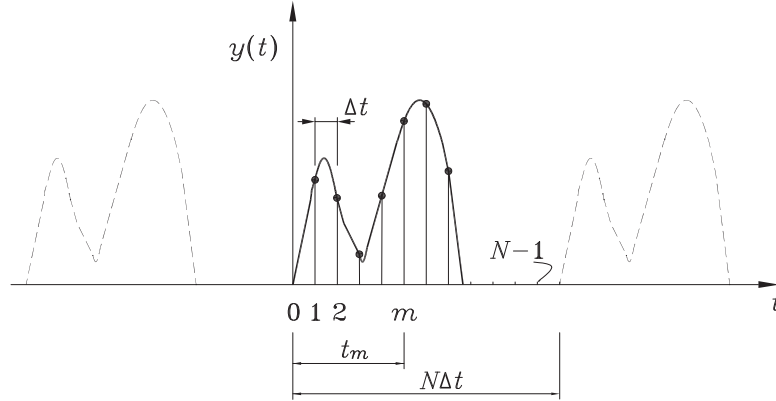


Figure 3.1 – Représentation d'une fonction discrète non périodique en une fonction discrète périodique (adaptée de [40])

Si la fonction est échantillonnée sur un temps $T = N\Delta t$, on considère cette fonction périodique de période T (fig. 3.1) et l'équation (3.1) peut s'écrire sous la forme d'une somme discrète (TFD) :

$$Y(\omega_n) = \Delta t \sum_{m=0}^{N-1} y(t_m) e^{-i(n\Delta\omega)(m\Delta t)}, \quad n = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (3.5)$$

où $t_m = m\Delta t$, $\omega_n = n\Delta\omega$ et $\Delta\omega$ est la résolution fréquentielle (le pas de fréquence) de la TFD :

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{N\Delta t} \quad (3.6)$$

La TFD peut alors s'exprimer :

$$Y(\omega_n) = \Delta t \sum_{m=0}^{N-1} y(t_m) e^{-i(2\pi mn/N)}, \quad n = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (3.7)$$

De la même manière, la transformée de Fourier discrète inverse s'exprime :

$$y(t_m) = \frac{1}{2\pi} \sum_{n=0}^{N-1} Y(\omega_n) e^{i(n\Delta\omega)(m\Delta t)} \Delta\omega, \quad m = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (3.8)$$

d'où :

$$y(t_m) = \frac{1}{N\Delta t} \sum_{n=0}^{N-1} Y(\omega_n) e^{i(2\pi mn/N)}, \quad m = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (3.9)$$

3.1.1.1 Fréquence de Nyquist

La précision d'une représentation en transformée discrète de Fourier dépend de l'intervalle d'échantillonnage Δt de la fonction et du nombre d'intervalles N . L'augmentation de la période T augmente la résolution fréquentielle de la TFD, car $\Delta f = \Delta\omega/2\pi = 1/T$. La TFD est symétrique par rapport à la fréquence ω_n correspondant à $n = N/2$. Cette fréquence est la plus haute fréquence qui peut être considérée dans les séries discrètes de Fourier. Elle est appelée fréquence de Nyquist ω_c (ou f_c) :

$$\omega_c = \omega_{N/2} = \frac{2\pi N/2}{T} = \frac{2\pi N/2}{N\Delta t} = \frac{\pi}{\Delta t} \quad (\text{rad/s}) \quad (3.10)$$

$$f_c = \frac{\omega_c}{2\pi} = \frac{1}{2\Delta t} = \frac{f_s}{2} \quad (3.11)$$

Cette fréquence permet d'énoncer l'un des théorèmes fondamentaux du traitement numérique du signal connu sous le nom du théorème d'échantillonnage :

Théorème : *Si un signal $x(t)$ ne contient aucune composante de fréquence supérieure à f_{\max} , toute l'information concernant $x(t)$ est entièrement contenue dans les valeurs échantillonnées $x(n\Delta t)$, pourvu que $\Delta t \leq 1/(2f_{\max})$.*

La réduction de Δt (ou l'augmentation de f_s) augmente donc la plage de fréquences accessible.

3.1.1.2 Repliement de fréquence (*Aliasing*)

Si des composantes harmoniques de fréquences supérieures à la fréquence de Nyquist existent dans le signal, des erreurs sont introduites dans les résultats parce que le théorème

d'échantillonnage n'est pas respecté. Toutes les composantes supérieures à la fréquence de Nyquist sont ramenées dans la bande des fréquences qui leur sont inférieures. C'est le phénomène de repliement de fréquence (*aliasing*). La figure 3.2 illustre le repliement de bande (f_s est la fréquence d'échantillonnage et f_{max} est celle de Nyquist), résultant en un spectre d'amplitude erroné. Aucune correction n'est possible après l'échantillonnage. Il est donc important de connaître la fréquence maximale du signal à traiter et d'échantillonner ce signal à une fréquence au minimum deux fois supérieure.

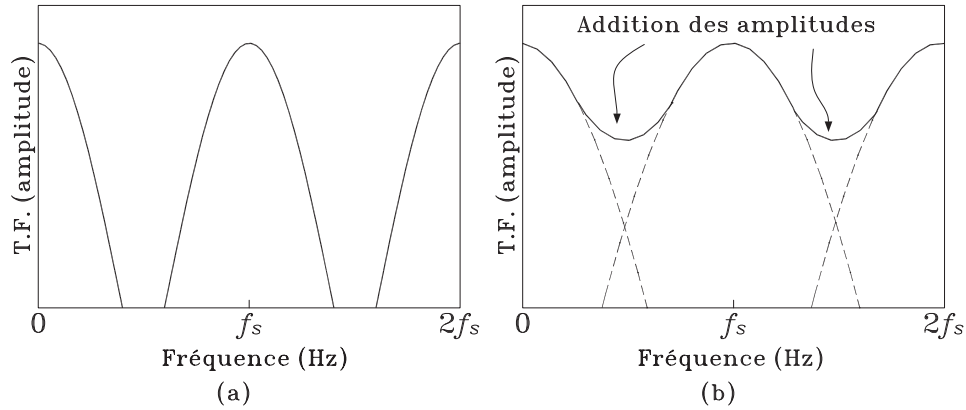


Figure 3.2 – Illustration du repliement de fréquence sur le spectre d'amplitude de Fourier : (a) $f_s > 2f_{max}$ et (b) $f_s < 2f_{max}$

3.1.1.3 Fuite d'énergie (*Leakage*)

Le problème de fuite d'énergie vient du fait qu'une fonction doit être échantillonnée sur une période de temps finie, alors que la transformée de Fourier s'applique en théorie sur une durée infinie du signal pour être exacte ou sur une période complète quand le signal est périodique. La TFD d'un signal échantillonné sur un temps T suppose que le signal est périodique de période T , ce qui n'est en général pas vraiment le cas. La figure 3.3 illustre le phénomène de *leakage* sur un signal harmonique. Dans le premier cas, figure 3.3a, le signal est parfaitement périodique dans la fenêtre de temps enregistrée et le spectre de fréquence est une simple ligne à la fréquence de la fonction sinusoïdale. Dans le deuxième cas, figure 3.3b, la périodicité n'est pas respectée et le spectre résultant contient des erreurs. Il existe plusieurs techniques pour éviter ce problème :

- S'assurer que le signal est périodique dans l'intervalle de temps enregistré. Cette solution n'est possible que lorsque le signal est parfaitement périodique.
- Augmenter le temps d'enregistrement, afin d'avoir une séparation nette entre les densités spectrales. Cette solution réduit uniquement l'erreur, mais ne la supprime pas. Si ce n'est pas possible, il est possible d'ajouter artificiellement des zéros à la fin du signal. C'est la technique du *zero padding*.

- Modifier le signal de sorte à réduire l'effet de fuite d'énergie. Cette technique s'appelle le fenêtrage (*windowing*). Elle consiste à imposer un profil prédéfini au signal temporel avant de calculer son spectre de Fourier. Il existe plusieurs fenêtres dont la plus populaire est celle de Hanning présentée à la figure 3.4. La figure 3.5 illustre l'effet du fenêtrage sur la transformée discrète de Fourier.

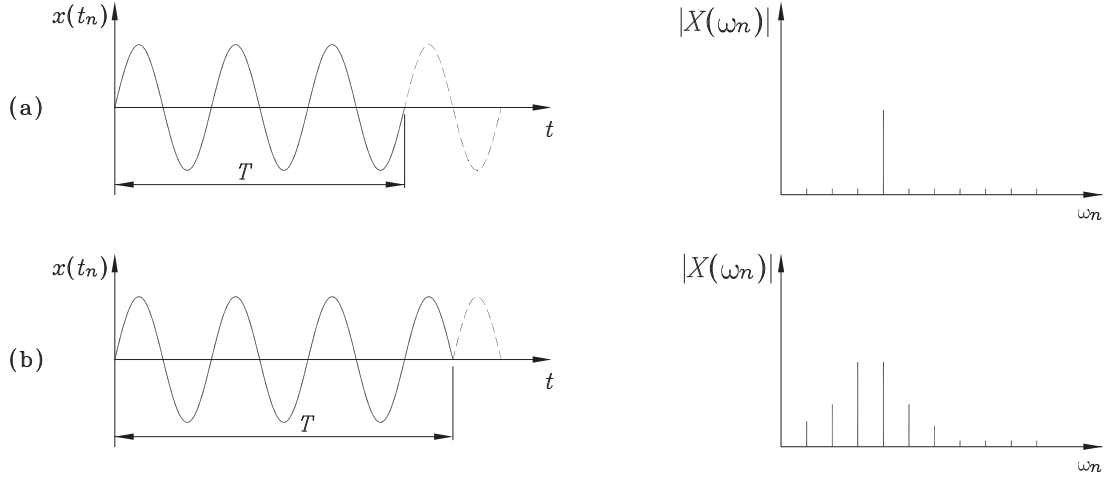


Figure 3.3 – Illustration du phénomène de fuite d'énergie sur un signal harmonique : (a) signal adapté à une transformée de Fourier et (b) signal non adapté à une transformée de Fourier (adaptée de [33])

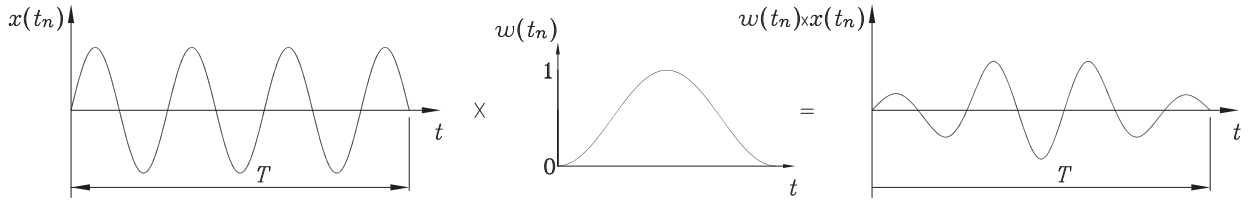


Figure 3.4 – Fenêtrage de Hanning appliqué à un signal temporel

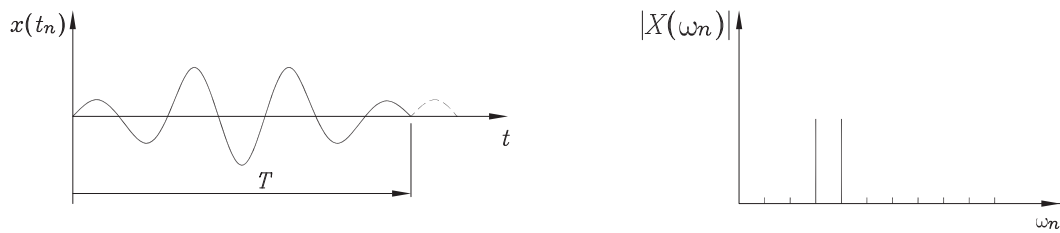


Figure 3.5 – Effet du fenêtrage de Hanning sur la transformée de Fourier discrète

3.2 EXCITATION AU MARTEAU D'IMPACT

Pour déterminer les propriétés modales d'une structure, celle-ci doit être excitée afin de capter soit les déplacements, les vitesses ou les accélérations de ses degrés de liberté. De plus, pour effectuer des analyses de FRF, le signal d'excitation doit être connu. Un outil permettant d'enregistrer ce signal est le marteau d'impact muni d'une cellule de force (fig. 3.6). Il vient avec un ensemble de plusieurs têtes permettant de modifier la plage de fréquence à exciter. L'amplitude de l'impact est déterminée par la masse du marteau et par la vitesse à laquelle l'impact est donné.

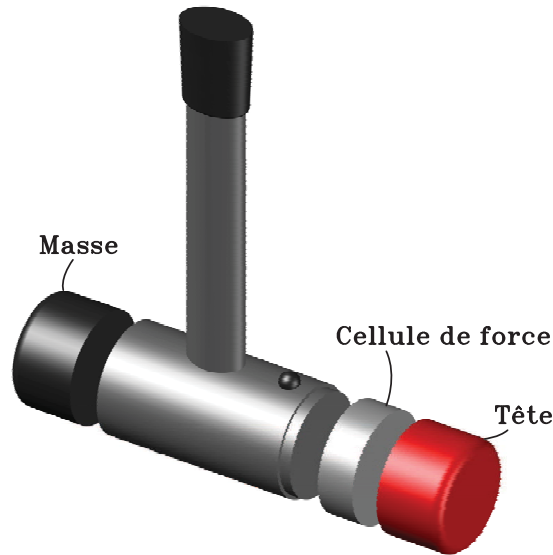


Figure 3.6 – Détails d'un marteau d'impact

La plage de fréquence qu'un marteau est capable d'exciter dépend de la rigidité de la tête d'impact et de la masse ajoutée. Il y a une fréquence au-delà de laquelle l'énergie injectée dans la structure est négligeable. La figure 3.7a illustre l'allure du signal de force. Le contenu fréquentiel de ce genre de signal est présenté à la figure 3.7b. La courbe est relativement constante jusqu'à une fréquence caractéristique f_c à partir de laquelle elle décroît rapidement. Les fréquences supérieures à f_c sont difficilement excitées par l'impact. Il existe une relation directe entre la durée de l'impact T_c et la fréquence f_c . Plus la durée de l'impact est courte, plus élevée est la fréquence seuil. Plus la tête d'impact est rigide, plus court est l'impact et donc plus la gamme de fréquences excitées est large. Également, plus la masse est petite, plus la plage est large. C'est la raison pour laquelle les marteaux d'impact viennent avec un ensemble de têtes différentes. Généralement, les essais sont effectués avec une masse et une tête adéquates pour exciter la structure aussi proche que possible de la fréquence maximale d'intérêt. L'excitation d'une plage trop large injecte de l'énergie dans des fréquences inutiles à l'essai, alors que la plage de fréquences utiles sera

excitée avec des amplitudes peut-être trop faibles. Des mesures préliminaires sont souvent effectuées pour caractériser les excitations du marteau et pour choisir les caractéristiques les plus appropriées à l'étude.

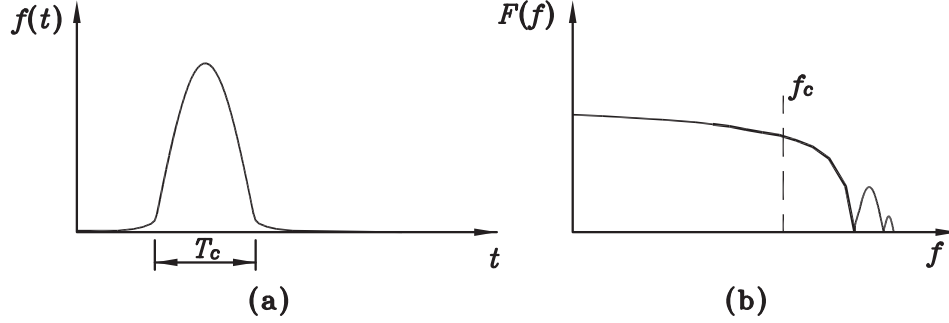


Figure 3.7 – Signal typique d'un impact de marteau : (a) signal temporel, (b) contenu fréquentiel (adaptée de [14])

3.3 ANALYSE MODALE PAR FRF

3.3.1 Réponse d'un système linéaire à une excitation déterministe

Les fonctions de réponse en fréquence sont des fonctions de transfert, qui relient l'excitation (la force) à la réponse (déplacement) du système tel que montré à la figure 3.8. On note $F(\bar{\omega})$ la force appliquée au système et $H(\bar{\omega})$ la fonction de transfert permettant de calculer le déplacement $X(\bar{\omega})$, tel que $X(\bar{\omega}) = H(\bar{\omega})F(\bar{\omega})$.

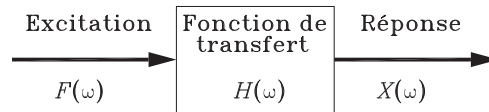


Figure 3.8 – Modèle de FRF

3.3.1.1 Système à un degré de liberté

L'équation du mouvement d'un système linéaire à un seul degré de liberté x en régime forcé harmonique s'exprime :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = p(t) \quad (3.12)$$

où m , c et k représentent respectivement la masse, l'amortissement et la rigidité du système, et $p(t)$ représente l'excitation harmonique. Cette équation peut s'écrire sous forme

complexe en substituant $p(t)$ avec $\bar{p}(t) = Pe^{i\bar{\omega}t}$ et $x(t)$ avec $\bar{x}(t) = Xe^{i\bar{\omega}t}$, où P est l'amplitude de l'excitation (nombre réel) et X est la réponse complexe du système à l'excitation complexe $\bar{p}(t)$. L'équation (3.12) se réécrit :

$$(-m\bar{\omega}^2 + ic\bar{\omega} + k)Xe^{i\bar{\omega}t} = Pe^{i\bar{\omega}t} \quad (3.13)$$

où $\bar{\omega}$ est la pulsation (fréquence) de l'excitation harmonique.

De l'équation (3.13), la réponse du système s'écrit :

$$X(\bar{\omega}) = \frac{1}{-m\bar{\omega}^2 + ic\bar{\omega} + k}P \quad (3.14)$$

En tenant compte des expressions de la pulsation propre du système ω , telle que $\omega^2 = k/m$, et de la définition du taux d'amortissement ξ , tel que $c = 2\xi\omega m$, l'équation (3.14) peut s'écrire :

$$X(\bar{\omega}) = \frac{P}{k} \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega}\right)^2\right) + i2\xi\left(\frac{\bar{\omega}}{\omega}\right)} = \frac{P}{k} \frac{1}{(1 - \beta^2) + i2\xi\beta} \quad (3.15)$$

où $\beta = \bar{\omega}/\omega$. La fonction de réponse en fréquence du système est donc :

$$H(\bar{\omega}) = \frac{X}{P} = \frac{1}{k(1 - \beta^2) + i2\xi\beta} \quad (3.16)$$

L'amplitude de la réponse s'exprime donc :

$$|X(\bar{\omega})| = |H(\bar{\omega})||P| = \frac{P}{k} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (3.17)$$

et l'angle de phase est tel que :

$$\tan \theta = \frac{2\xi\beta}{1 - \beta^2} \quad (3.18)$$

La fonction de réponse en fréquence est complexe et contient des informations sur l'amplitude et la phase. Elle se définit donc sur deux graphes, dont l'un représente l'amplitude et l'autre la phase, comme le montre la figure 3.9. Cette figure montre la variation de l'amplitude de la FRF (pour un système de rigidité unitaire) et de l'angle de phase en fonction de la pulsation relative β et du taux d'amortissement ξ . Le phénomène de résonance est illustré pour $\beta = 1$ (fréquence d'excitation égale à la fréquence propre du système), où on note une très forte amplification de la réponse du système (sauf pour des taux d'amortissement ξ très importants) et un déphasage θ toujours égal à $\pi/2$ entre l'excitation et la réponse. La courbe d'amplitude définit une cloche de résonance pour les valeurs de β au voisinage de 1.

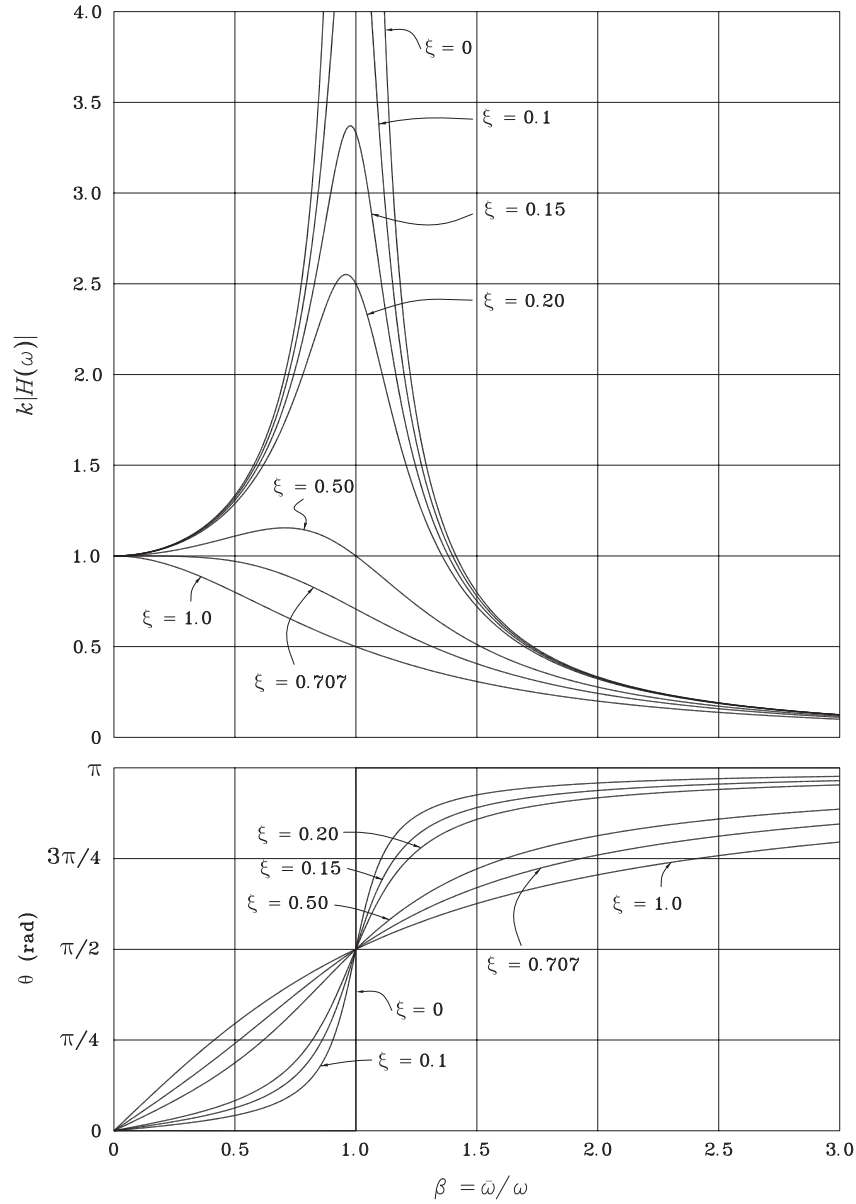


Figure 3.9 – Évolution de la FRF en fonction de la pulsation relative β et du taux d'amortissement ξ (adaptée de [40])

Les types de réponses en fréquence étudiées jusque-là sont appelés des fonctions de réceptance puisqu'elles sont le quotient des déplacements des degrés de liberté sur l'excitation. Selon les paramètres enregistrés lors des essais en laboratoire, il existe d'autres types de FRF qui ont des allures proches de celles présentées pour les déplacements :

- fonction de mobilité M : c'est le rapport des vitesses $\dot{X}(\bar{\omega})$ des degrés de liberté sur la force d'excitation P :

$$M(\bar{\omega}) = \frac{\dot{X}(\bar{\omega})}{P(\bar{\omega})} \quad (3.19)$$

- fonction d'inertance A : c'est le rapport des accélérations $\ddot{X}(\bar{\omega})$ des degrés de liberté

sur la force d'excitation P . Ce type de réponse en fréquence est celui utilisé dans le cadre de ce projet :

$$A(\bar{\omega}) = \frac{\ddot{X}(\bar{\omega})}{P(\bar{\omega})} \quad (3.20)$$

L'amortissement d'un système à un degré de liberté peut être déterminé à partir du pic de résonance. Cette méthode est connue sous le nom de la méthode de l'acuité de résonance ou encore méthode de la demi-puissance. Soit f la fréquence associée au pic, f_a et f_b respectivement les fréquences qui correspondent à l'amplitude maximale divisée par la racine de deux ($\sqrt{2}$) de part et d'autre du pic (fig. 3.10). Le taux d'amortissement ξ s'exprime alors [40] :

$$\xi = \frac{f_b - f_a}{2f} \quad (3.21)$$

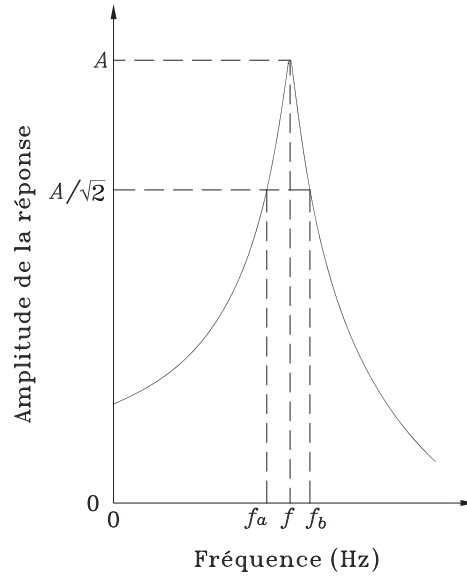


Figure 3.10 – Détermination de l'amortissement par méthode de l'acuité de résonance

3.3.1.2 Système à plusieurs degrés de liberté

L'équation du mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté \mathbf{x} soumis à une excitation harmonique s'écrit :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{p}(t) \quad (3.22)$$

où \mathbf{M} , \mathbf{C} et \mathbf{K} représentent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du système, $\ddot{\mathbf{x}}(t)$, $\dot{\mathbf{x}}(t)$ et $\mathbf{x}(t)$ sont respectivement les vecteurs des accélérations, des vitesses et des déplacements des degrés de liberté, et $\mathbf{p}(t)$ est le vecteur des excitations.

Pour une excitation harmonique, cette équation peut s'écrire sous forme complexe en considérant une réponse complexe de la forme $\mathbf{x}(t) = \mathbf{X}e^{i\bar{\omega}t}$ (\mathbf{X} est un vecteur complexe) et l'excitation sous la forme $\mathbf{p}(t) = \mathbf{P}e^{i\bar{\omega}t}$ (\mathbf{P} est un vecteur réel) :

$$\left[\mathbf{K} - \bar{\omega}^2 \mathbf{M} + i\bar{\omega} \mathbf{C} \right] \mathbf{X}e^{i\bar{\omega}t} = \mathbf{P}e^{i\bar{\omega}t} \quad (3.23)$$

La réponse $\mathbf{X}(\bar{\omega})$ peut être isolée pour obtenir :

$$\mathbf{X}(\bar{\omega}) = \left[\mathbf{K} - \bar{\omega}^2 \mathbf{M} + i\bar{\omega} \mathbf{C} \right]^{-1} \mathbf{P} \quad (3.24)$$

La fonction de réponse en fréquence du système est donc la matrice :

$$\mathbf{H}(\bar{\omega}) = \left[\mathbf{K} - \bar{\omega}^2 \mathbf{M} + i\bar{\omega} \mathbf{C} \right]^{-1} \quad (3.25)$$

La FRF d'un système à N degrés de liberté est donc une matrice $N \times N$ dont chaque terme H_{jk} correspond à la réponse du ddl j de la structure, X_j , excitée par une force P_k appliquée au seul ddl k :

$$H_{jk}(\bar{\omega}) = \frac{X_j}{P_k}; \quad (P_m = 0 \quad \text{pour } m = 1, 2, \dots, N, \quad m \neq k) \quad (3.26)$$

Les éléments de la matrice de FRF s'apparentent donc à la FRF d'un système à un seul degré de liberté (équation (3.16)). De plus, l'équation (3.26) justifie la méthode utilisée expérimentalement pour mesurer les FRF d'une structure lors d'un essai au marteau : la structure est excitée par un impact en un point unique et les FRF sont calculées à chaque ddl instrumenté en faisant le rapport de la transformée de Fourier de la réponse enregistrée à ce ddl sur la transformée de Fourier du signal du marteau. On obtient ainsi une colonne complète de la matrice \mathbf{H} .

L'équation (3.25) peut se réécrire :

$$\left[\mathbf{K} - \bar{\omega}^2 \mathbf{M} + i\bar{\omega} \mathbf{C} \right] = \mathbf{H}(\bar{\omega})^{-1} \quad (3.27)$$

En postmultipliant chaque terme par la matrice spectrale contenant tous les vecteurs propres normalisés par rapport à la matrice de masse Φ et en prémultipliant par Φ^T , l'expression devient :

$$\Phi^T \left[\mathbf{K} - \bar{\omega}^2 \mathbf{M} + i\bar{\omega} \mathbf{C} \right] \Phi = \Phi^T \mathbf{H}(\bar{\omega})^{-1} \Phi \quad (3.28)$$

Les propriétés d'orthogonalité des modes propres par rapport aux matrices de masse et de rigidité impliquent que :

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{I} \quad (3.29)$$

$$\Phi^T \mathbf{K} \Phi = \Lambda \quad (3.30)$$

où \mathbf{I} est la matrice identité et Λ est la matrice spectrale contenant les fréquences propres du système élevées au carré (ω_r^2). Les vecteurs propres peuvent être aussi considérés orthogonaux par rapport à la matrice d'amortissement \mathbf{C} , en considérant celle-ci proportionnelle aux matrices de masse et de rigidité. L'orthogonalité donne alors :

$$\Phi^T \mathbf{C} \Phi = \tilde{\mathbf{C}} = \text{diag}[2\xi_r \omega_r] \quad (3.31)$$

où $\tilde{\mathbf{C}}$ est une matrice diagonale dont chaque terme correspond aux coefficients d'amortissement modaux $c_r = 2\xi_r \omega_r$, où ξ_r est le taux d'amortissement du mode r .

En considérant les relations (3.29) à (3.31), l'équation (3.28) devient :

$$\text{diag} [\omega_r^2 - \bar{\omega}^2 + i2\xi_r \omega_r \bar{\omega}] = \Phi^T \mathbf{H}(\bar{\omega})^{-1} \Phi \quad (3.32)$$

ce qui mène à :

$$\mathbf{H}(\bar{\omega}) = \Phi \text{diag} [\omega_r^2 - \bar{\omega}^2 + i2\xi_r \omega_r \bar{\omega}]^{-1} \Phi^T \quad (3.33)$$

Après développement du produit matriciel, les termes H_{jk} de la matrice de FRF peuvent s'exprimer :

$$H_{jk}(\bar{\omega}) = \sum_{r=1}^N \frac{(\phi_{kr})(\phi_{jr})}{(\omega_r^2 - \bar{\omega}^2) + i(2\xi_r \omega_r \bar{\omega})} \quad (3.34)$$

Cette équation indique que chaque terme de la FRF d'un système à plusieurs degrés de liberté est une superposition de N FRF de systèmes à un seul ddl associés à chacun des N modes, comme l'illustre la figure 3.11. Lorsque la fréquence d'excitation $\bar{\omega}$ arrive à proximité d'une fréquence propre ω_r du système, la composante de ce mode à l'équation (3.34) devient dominante, et le système se comporte alors comme un système à un seul degré de liberté. Les relations s'appliquant à un système à un degré de liberté peuvent ainsi être utilisées. En particulier, le pic de la FRF permet d'identifier la fréquence du mode ciblé et la cloche spectrale de ce mode peut être utilisée pour déterminer l'amortissement par méthode d'acuité de résonance. Le terme du mode dominant r à l'équation (3.34) indique également que l'amplitude la FRF H_{jk} mesurée au voisinage de ω_r est proportionnelle à la déformée du mode r au ddl j , ϕ_{jr} . C'est ce qui permet de retrouver la déformée modale pour tous les points de mesure lors d'un essai au marteau.

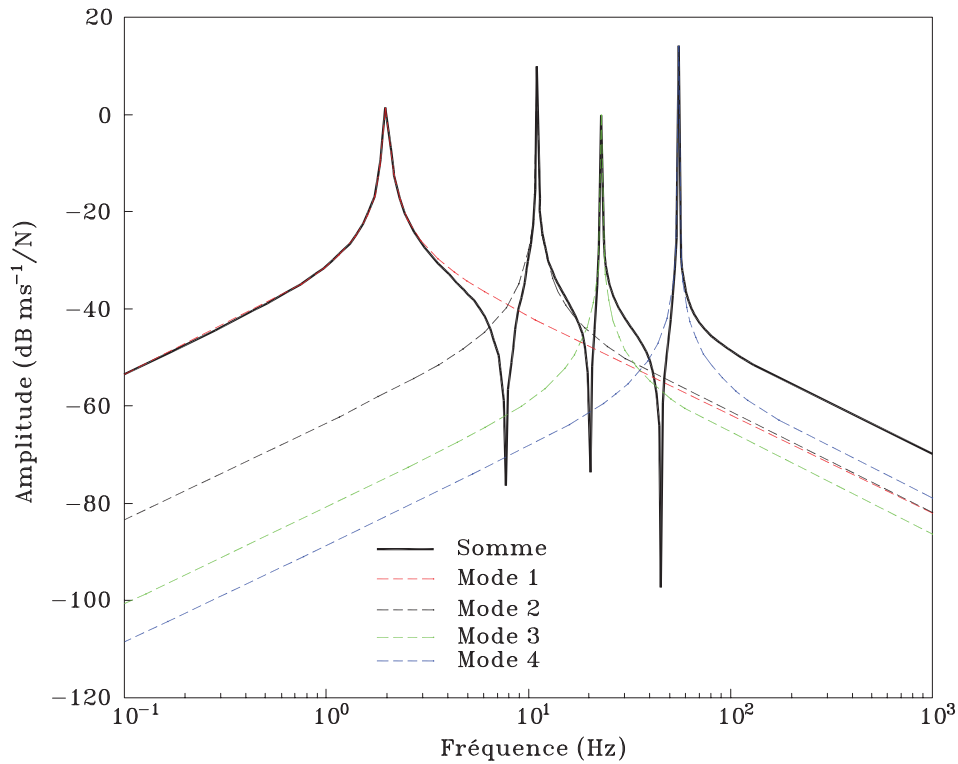


Figure 3.11 – Représentation d’une courbe d’amplitude typique de FRF montrant les contributions des différents modes (adaptée de [14])

3.3.2 Méthode expérimentale et extraction des propriétés modales

Lors d’un essai d’analyse par FRF, la structure est excitée au marteau en un seul point. La vibration de la structure est composée de plusieurs de ses modes propres. Le point d’impact est choisi loin des nœuds ou des degrés de liberté nuls des modes recherchés, sinon ils ne seront pas excités. De plus, plusieurs essais avec des points d’impact différents peuvent être nécessaires pour identifier tous les modes, par exemple des modes purement verticaux et purement les modes latéraux pour une poutre. Les transformées de Fourier des signaux des capteurs et celui du marteau sont alors calculés. Le quotient de ces FFT donne les fonctions de réponse en fréquence.

L’énergie injectée dans chaque mode de la structure avec un marteau d’impact est faible parce que la bande de fréquences excitée est large. Tous les modes sont excités de manière égale. Du bruit est toujours présent dans le signal. Il est donc important de faire des moyennes de plusieurs essais identiques afin d’éliminer les bruits dans les FRF obtenues.

La méthode utilisée pour l’extraction des modes à partir des FRF dans ce projet est celle du *peak picking*. D’autres méthodes existent et sont présentées à la référence [14]. Les fréquences naturelles sont identifiées par les pics de résonance des courbes d’amplitude

des FRF. La déformée modale associée à une fréquence donnée est obtenue en prenant les amplitudes des FRF à la fréquence pour chaque degré de liberté. Les amplitudes des FRF sont toujours positives, alors qu'à la résonance, les degrés de liberté vibrent en phase ou en opposition de phase. Les courbes de phase des FRF sont alors utilisées pour identifier les degrés de liberté qui sont en phase ou en opposition de phase avec un degré de liberté de référence choisi, ce qui permet de définir la déformée modale. L'amortissement des modes est calculé en utilisant la méthode de l'acuité de résonance présentée à la section 3.3.1.

La procédure de la méthode est illustrée à la figure 3.12 en utilisant les trois premiers modes de flexion d'une poutre théorique simplement appuyée. Dix capteurs sont placés le long de la poutre pour capter les réponses verticales. Aux fréquences qui correspondent aux modes propres, les pics des FRF, reliés entre eux, forment les déformées modales.

Cette méthode suppose que les modes sont réels. Elle procure d'excellents résultats et est très précise lorsque les modes sont bien séparés et possèdent un faible taux d'amortissement. Des erreurs apparaissent dans cette méthode lorsque les modes sont rapprochés et que leurs contributions (cloches spectrales) se superposent : erreurs dans les déformées, complexité dans les déformées et erreurs dans les amortissements.

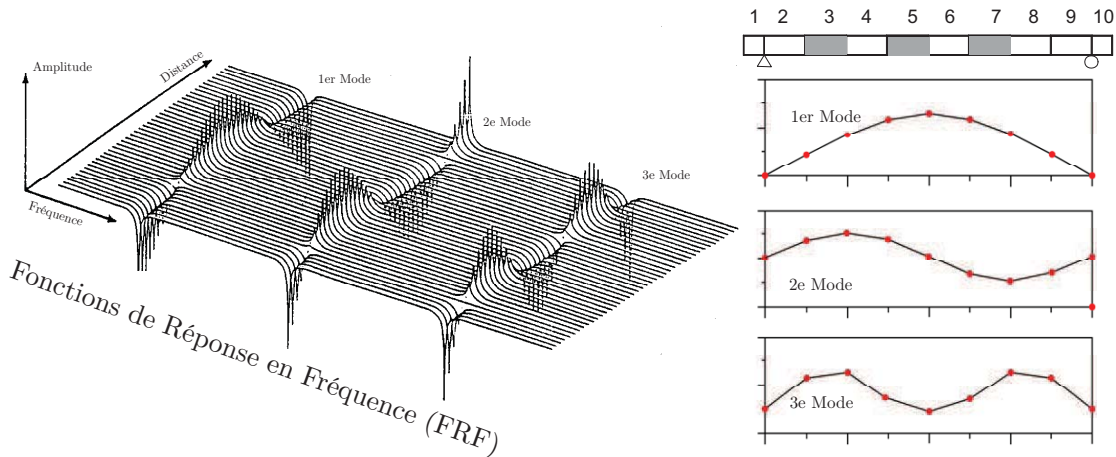


Figure 3.12 – Illustration de la méthode du *peak picking* sur une poutre simplement appuyée

3.4 COMPLEXITÉ DES MODES EXPÉRIMENTAUX

La déformée d'un mode de vibration est réelle lorsque tous les degrés de liberté sont soit en phase, soit en opposition de phase. En d'autres termes, tous les ddls atteignent leurs amplitudes maximales de mouvement respectives au même moment et passent par la position initiale au même instant. Par contre, une déformée complexe ne respecte pas cela. Il y a un certain déphasage entre les vibrations des différents ddls. Pour les structures

de génie civil, ou celles étudiées dans ce projet, les méthodes d'analyses modales par FRF devraient toujours fournir des déformées réelles. Cependant, la proximité de certains modes, les erreurs expérimentales liées aux faibles niveaux d'énergie, ou encore le non-respect des hypothèses de la théorie engendrent certains niveaux de complexité dans les déformées modales.

Une manière de mesurer le niveau de complexité d'un mode est de placer les valeurs complexes normalisées de tous les ddls sur un plan complexe unitaire et de déterminer l'aire maximale du polygone ainsi formé [14]. Le pourcentage de l'aire du cercle de rayon unitaire que représente l'aire du polygone est le niveau de complexité. La figure 3.13 illustre ce concept en utilisant le deuxième mode de flexion d'une poutre théorique simplement appuyée. Les points indiqués sont des ddls qui sont instrumentés. À la figure 3.13a, aucun déphasage n'existe entre les ddls et l'aire du polygone est nulle, indiquant un mode parfaitement réel. Sur la figure 3.13b par contre, il existe un déphasage entre les amplitudes de mouvement des ddls. L'aire hachurée représente le niveau de complexité. L'expérience montre qu'un mode est bien défini si son niveau de complexité est inférieur à 10%, correct s'il est situé entre 10% et 20%, et potentiellement très erroné s'il est supérieur à 20%. Le niveau de complexité de la déformée d'un mode expérimental peut être utilisé comme indicateur de la précision du mode mesuré expérimentalement.

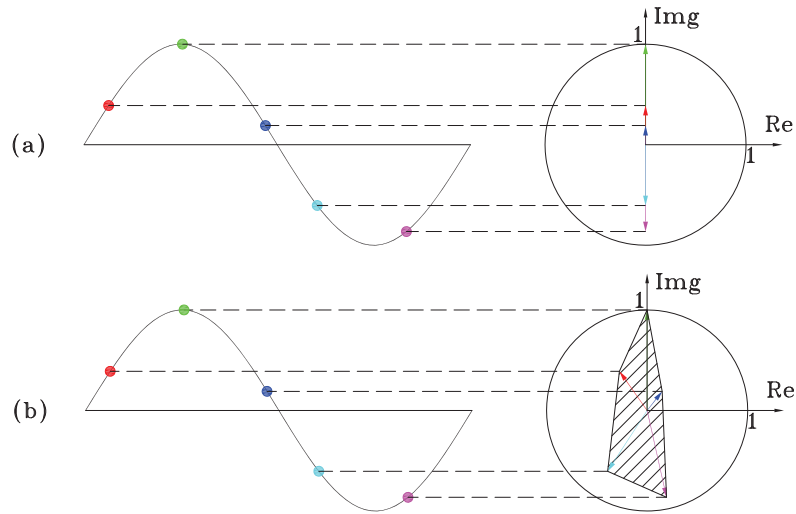


Figure 3.13 – Complexité de la déformée d'un mode d'une poutre simplement appuyée : (a) déformée réelle, (b) déformée complexe

Chapitre 4

Programme expérimental et méthodologie

Ce chapitre présente le programme expérimental prévu dans le but d'étudier la détection de l'endommagement sur les poutres précontraintes. Le dimensionnement et les caractéristiques principales des spécimens étudiés y sont d'abord présentés. Les montages expérimentaux, les appareils de mesures et les méthodes de mise en précontrainte sont ensuite expliqués. Finalement, le protocole expérimental et la méthodologie sont présentés.

4.1 DESCRIPTION DES SPÉCIMENS

4.1.1 Aperçu des essais

Dans le cadre de ce projet, deux poutres en béton armé précontraint ont été dimensionnées, soit une poutre précontrainte par post-tension (PBP-1) et une poutre précontrainte par pré-tension (PBP-2). La section des poutres correspond à une poutre standard CPCI 900 à l'échelle 1:2 (fig. 4.1). Ce type de poutre est représentatif des poutres utilisées sur la majorité des ponts au Québec et la géométrie spécifique et l'échelle ont été choisies dans le but de conserver des spécimens semblables à ceux utilisés par Anas Harraq dans une thèse doctorale effectuée à l'UdeS [16]. La portée libre de 7 m a été choisie afin d'avoir un rapport portée/hauteur réaliste d'environ 15 [35] et de permettre un endommagement suffisamment important en laboratoire par la méthode choisie, décrite plus en détail à la section 4.4. Les détails d'armature sont présentés à la section 4.1.2.

Les poutres ont été endommagées en flexion et en cisaillement par l'application de charges permanentes et le relâchement de la précontrainte. Trois masses d'un peu plus de 4 000 kg ont été suspendues aux poutres. En procédant ainsi, les fissures créées par la perte de précontrainte sous le chargement constant restent ouvertes au lieu de se refermer lors d'un éventuel retrait des charges, contrairement à la plupart des études similaires effectuées dans la littérature [18, 28, 53] ou même à l'UdeS [43, 45]. Cette méthodologie se rapproche bien plus du comportement réel d'un pont soumis en permanence à ses charges et, en pratique, cela facilite la détection de l'endommagement en augmentant les effets sur les propriétés modales. De plus, les caractéristiques de la suspension utilisée pour les

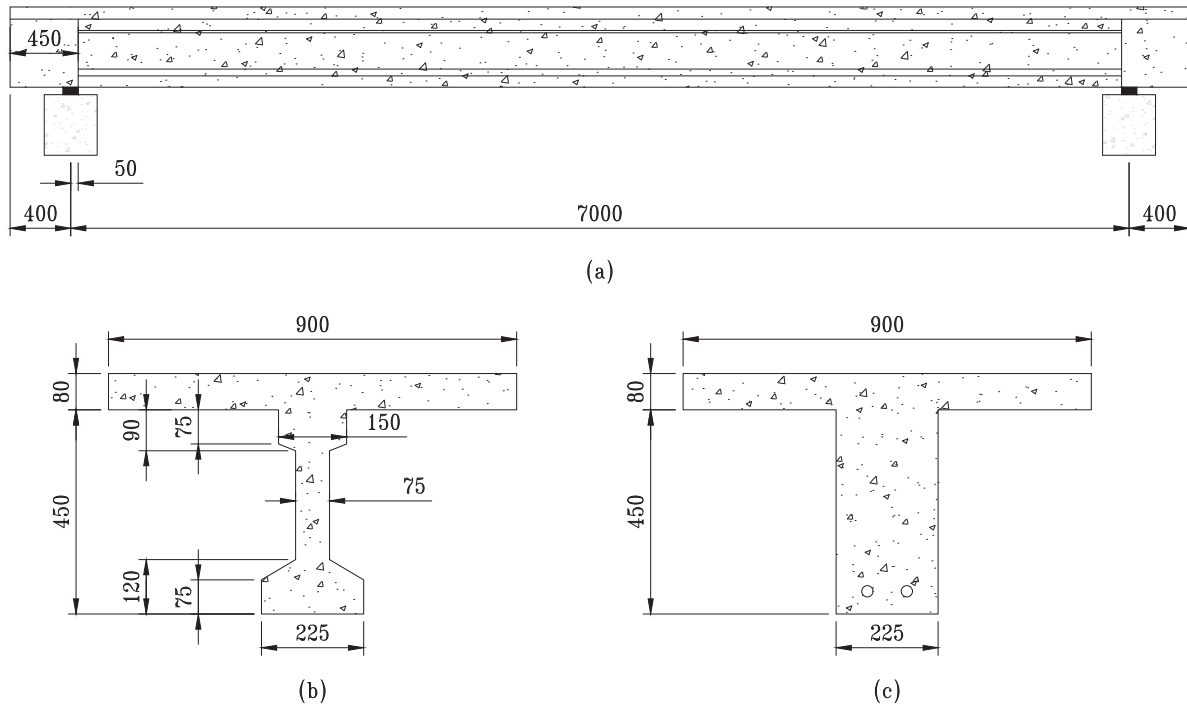


Figure 4.1 – Géométrie des poutres : (a) vue en élévation, (b) section en portée et (c) section aux appuis

masses ont permis d'éviter de grandes variations des fréquences propres et des déformées modales de la plupart des modes d'intérêt qu'auraient eu les spécimens sans ces masses, ce qui facilitera les comparaisons de résultats entre des essais réalisés avec ou sans les masses dans la suite de ce mémoire.

4.1.2 Ferrailage des poutres

L'armature passive et l'armature de précontrainte ont été choisies dans le but de répondre à quatre objectifs principaux fixés au début du projet :

1. avec la pleine précontrainte, les poutres chargées par les masses ne doivent pas fissurer ;
2. à 50 % de la précontrainte, la poutre PBP-1 chargée doit assurément avoir des fissures de flexion ;
3. lorsqu'il n'y a pas de précontrainte, les poutres chargées par les masses doivent pouvoir résister, en cisaillement et en flexion, aux efforts appliqués, tout en étant aussi près que possible du point de plastification de l'armature passive ;
4. sans précontrainte, la poutre doit pouvoir soutenir son propre poids sans développer de fissures de flexion.

Ces objectifs avaient pour but de permettre un endommagement graduel et suffisamment important pour en permettre la détection. Les calculs ont été effectués selon les normes CSA A23.3-04 [5] et CSA S6-06 [7] et avec l'aide des livres *Prestressed concrete structures* de Collins et Mitchell [9] et *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement* de Patrick Paultre [41]. Étant donné les petites dimensions des poutres (échelle 1:2), le nombre de torons possibles était limité. Une contrainte d'environ 65 % de la contrainte ultime des torons ($f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$) était visée. Deux torons de 0,6 po (15,2 mm) tendus chacun à 170 kN permettaient de respecter les objectifs établis et les critères de dimensionnement des normes. La figure 4.2 présente le ferrailage des poutres.

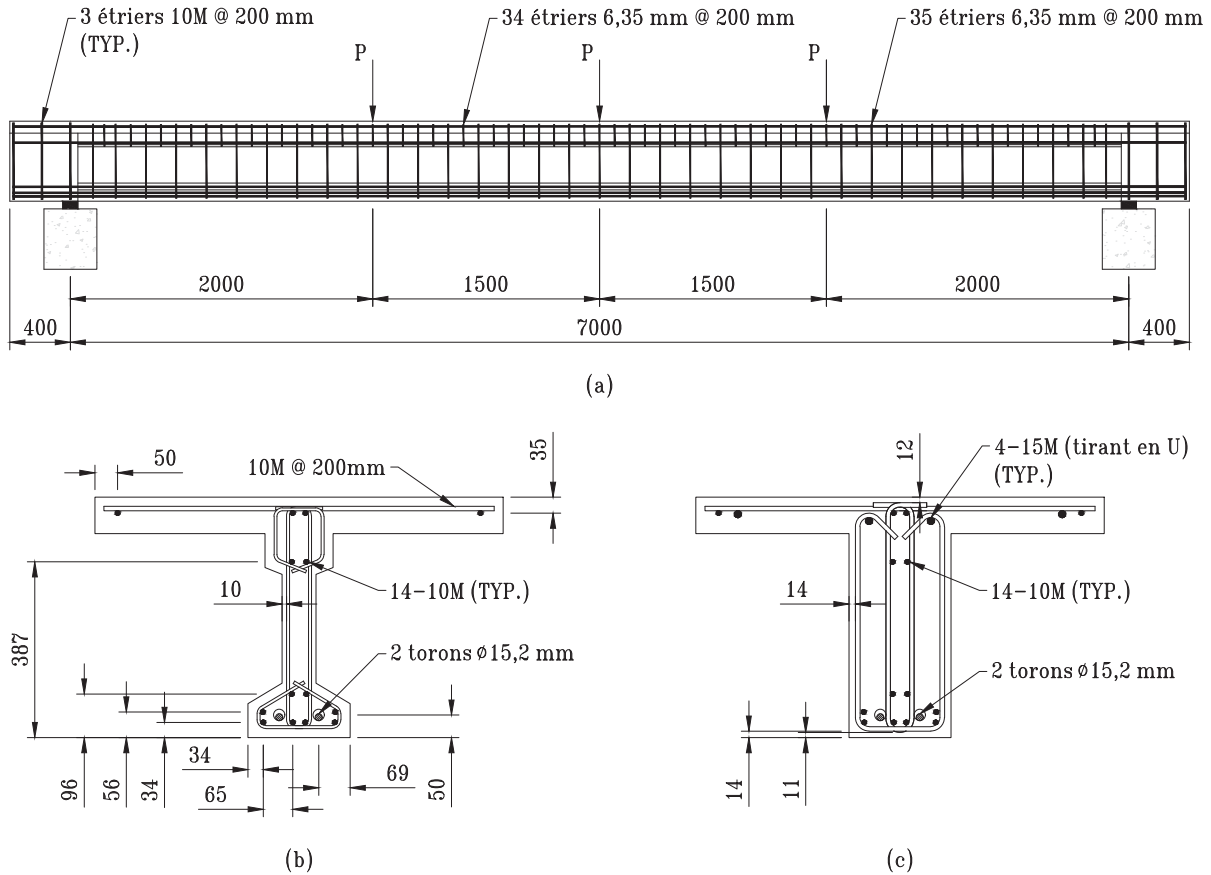


Figure 4.2 – Ferrailage des poutres : (a) vue en élévation, (b) section en portée et (c) section aux appuis

Dans le cas de la poutre PBP-1, précontrainte par post-tension, il fallait prévoir l'armature reprenant les contraintes engendrées dans les zones de discontinuités causées par l'ancrage de la précontrainte à chaque extrémité de la poutre. Pour ce faire, une analyse par éléments finis a été réalisée afin de déterminer le cheminement des contraintes principales dans les sections élargies de la poutre qui ont une longueur de 450 mm (selon le principe de Saint-Venant). Un modèle par bielles et tirants a ensuite été réalisé afin de dimensionner l'armature d'extrémité et de confinement présentée à la figure 4.3.

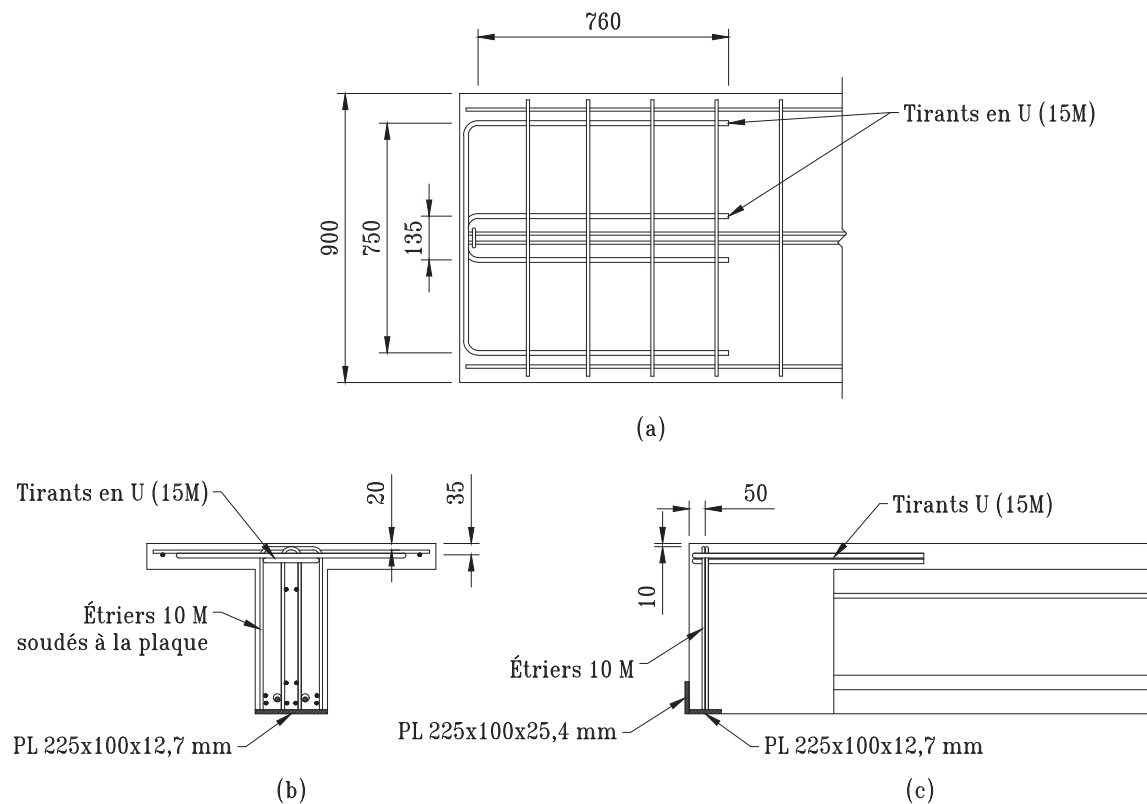


Figure 4.3 – Armature aux extrémités de la poutre PBP-1 : (a) armature dans la dalle, (b) section et (c) vue en élévation

4.1.3 Fabrication du coffrage

Le coffrage, compliqué par la forme de la poutre, a été fabriqué à l'Université de Sherbrooke à partir de planches de 3/4" d'épaisseur (fig. 4.4). Les différentes sections du coffrage étaient assemblées à l'aide de tiges filetées et des supports diagonaux 2"×4" supportaient la dalle de la poutre.



Figure 4.4 – Coffrage de la poutre

4.1.4 Mode et mécanisme de précontrainte

PBP-1

La poutre PBP-1 était précontrainte par post-tension et les torons étaient glissés dans des tubes de PVC de 19 mm de diamètre, positionnés avant la coulée de béton. Les torons ont été mis en tension à l'aide d'un mécanisme spécialement usiné à l'UdeS. Les torons, ancrés à une extrémité de la poutre, étaient tendus par des vérins de capacité de 30 tonnes, contrôlés par des pompes hydrauliques manuelles qui s'appuyaient sur l'autre extrémité de la poutre à l'aide du mécanisme illustré à la figure 4.5a. Une fois que la tension désirée était atteinte, la charge était transférée aux ancrages (à gauche sur la photo) et le montage était détaché de la poutre, tel que montré sur la figure. L'utilisation d'un tel montage permettait donc d'ajuster de façon précise la tension dans les deux torons en même temps, sans modifier les conditions d'appuis de la poutre. La précontrainte était mesurée par des cellules de forces situées à l'autre extrémité du spécimen (fig. 4.5b).



Figure 4.5 – Ancrage des torons : (a) Système de mise en tension et (b) ancrages et cellules de force

PBP-2

Bien que la seconde poutre, PBP-2, n'a finalement pas pu être fabriquée dans le cadre de la présente étude, tous les éléments nécessaires à son montage et à sa mise en tension ont été définis. Les torons de cette poutre, précontrainte par pré-tension, doivent être mis en tension quelques instants avant la coulée du béton (tension contrôlée par cellules de force), et ce, dans une zone protégée et délimitée afin de limiter les risques engendrés par la mise en tension. Les extrémités des torons doivent être fixées à des équerres ancrées à la dalle d'essai (fig. 4.6). Une fois la cure du béton terminée après 28 jours, la tension doit être graduellement relâchée aux ancrages. La poutre sera ainsi précontrainte par la tendance des torons à retrouver leur longueur initiale, transmettant l'effort à la poutre par l'adhérence des torons au béton.

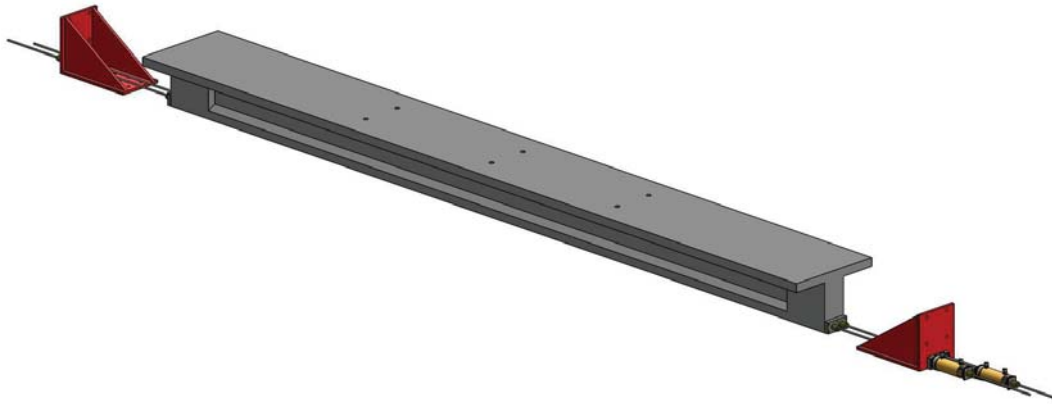


Figure 4.6 – Système de retenue des torons durant la cure du béton (pré-tension)

4.2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

4.2.1 Propriétés du béton

Dans le cadre de ce projet, un béton avec des granulats plus fins devait être utilisé. En effet, étant donné la poutre à l'échelle 1:2 et les petits espaces entre certaines barres d'armature, la grosseur des granulats maximum spécifiée était de 10 mm. Le béton a été fourni par la compagnie DEMIX et la résistance spécifiée à 28 jours était de 40 MPa.

Propriétés à l'état frais

À l'arrivée du béton au laboratoire de structures de l'Université de Sherbrooke, l'affaissement, la masse volumique et la teneur en air ont été vérifiés. Les tests d'affaissement ont été réalisés en respectant la norme CSA A23.2-5C [6] et avaient une grande importance étant donné la forme de la poutre et les faibles espaces. Le béton devait être suffisamment fluide pour faciliter la mise en place. Une valeur de 200 mm était spécifiée et elle fut obtenue pour la poutre PBP-1 après le cinquième ajout de superplastifiant, ce qui a eu pour effet d'augmenter la teneur en air du mélange à 10 %. Pour cette dernière, déterminée selon la norme CSA A23.2-4C, des valeurs autour de 4 % à 8 % étaient initialement souhaitées. La masse volumique (2152 kg/m^3) a été mesurée selon la norme CSA A23.2-6C. Les propriétés du béton frais de la poutre PBP-1 sont résumées au tableau 4.1.

Tableau 4.1 – Propriétés du béton à l'état frais de la poutre PBP-1

Poutre	Date de coulée	Affaissement (mm)	Masse volumique (kg/m^3)	Teneur en air (%)
PBP-1	28-06-2016	200	2152	10,1

Mise en place et cure de mûrissement

La mise en place du béton, facilitée par un grand affaissement, a été effectuée en trois couches. Deux aiguilles vibrantes ont été utilisées pour s'assurer que le béton était bien réparti et éviter la formation de nids d'abeille. La figure 4.7 montre la mesure de l'affaissement et la mise en place du béton à l'aide d'une tige vibrante.

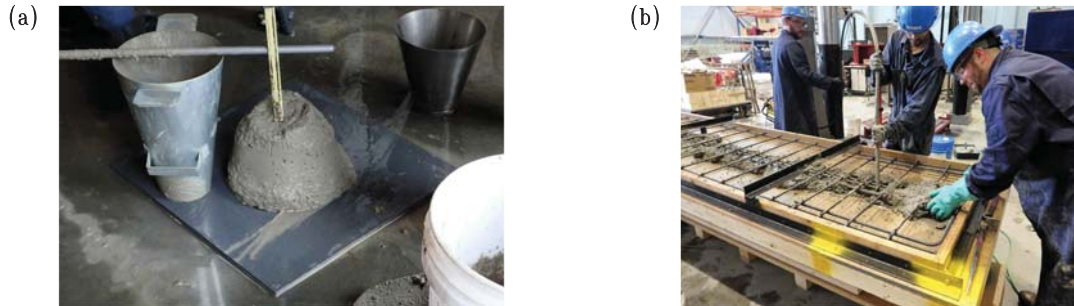


Figure 4.7 – Coulée de la poutre : (a) mesure de l'affaissement du béton et (b) mise en place à l'aide d'une tige vibrante

Après le décoffrage (24h après la coulée), la poutre PBP-1 a été soumise à une cure de mûrissement humide. À cet effet, des jutes humidifiées tous les jours recouvraient toute la poutre. Une cure de 7 jours était prévue. Cependant, suite aux premiers essais de caractérisation du béton, la cure fut prolongée à 21 jours dans le but d'obtenir une résistance plus proche de celle spécifiée.

Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du béton ont été déterminées en respectant les critères des normes CSA A23.2-9C et CSA A23.2-8C. Neuf cylindres de 150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur ont été coulés en même temps que la poutre, afin de déterminer les modules de Young et la résistance en compression du béton. Trois cylindres ont été testés à 7 jours, trois à 28 jours et les trois derniers au jour de l'essai. Six poutres de 100 mm×100 mm×400 mm ont aussi été coulées dans le but d'obtenir la contrainte de fissuration f_r . Trois poutres ont été testées à 28 jours et les trois dernières le jour de l'essai.

Les propriétés du béton sont résumées dans le tableau 4.2 et la figure 4.8 présente les courbes de compressions obtenues à 28 jours et le jour de l'essai. La résistance de 40 MPa souhaitée n'a pas été obtenue, et ce, malgré une cure humide de 21 jours. Il est probable qu'une erreur ait eu lieu lors de la préparation du mélange par le fournisseur, ce qui expliquerait l'écart important par rapport à la résistance spécifiée (35,31 MPa au lieu de 40 MPa). Cette différence de résistance n'a cependant pas engendré de véritables complications pour l'étude, puisque la résistance en traction du béton était adéquate et

que le dimensionnement permettait un certain ajustement des efforts de précontrainte et de la charge permanente, ainsi qu'une certaine tolérance sur la résistance du béton. La résistance en traction du béton devait être suffisante pour éviter l'apparition de fissures lors de l'application des charges.

Tableau 4.2 – Propriétés mécaniques du béton de la poutre PBP-1

Poutre	28 jours				Jour de l'essai				
	f'_c	E_c	ε'_c	f_r	âge	f'_c	E_c	ε'_c	f_r
	(MPa)	(MPa)	($\times 10^{-3}$)	(MPa)	(jours)	(MPa)	(MPa)	($\times 10^{-3}$)	(MPa)
PBP-1	32,76	17 811	2,32	3,68	211	35,31	17 750	2,53	4,28

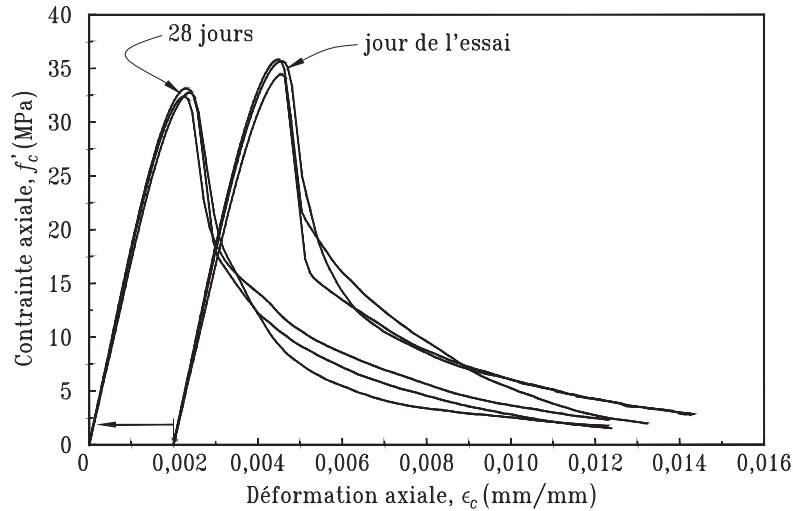


Figure 4.8 – Relations contrainte-déformation en compression du béton (PBP-1)

4.2.2 Propriétés de l'acier

Armatures passives

Des barres 10M (100 mm²) pour les barres longitudinales et de 6,35 mm (32 mm²) pour les étriers, d'une longueur de 8 m, ont été livrées à l'Université de Sherbrooke et ont ensuite été coupées et pliées au laboratoire pour former l'armature passive de la poutre PBP-1. Les figures 4.9 et 4.10 présentent les courbes contrainte-déformation en tension obtenues des essais de caractérisation de chacun des deux types de barres. Les modules d'élasticité E_s et les limites élastiques f_y sont aussi donnés sur ces figures.

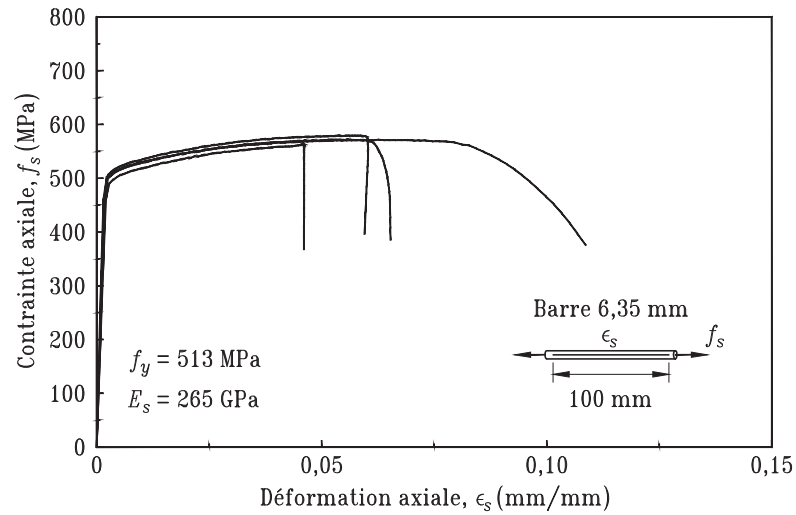


Figure 4.9 – Relations contrainte-déformation des barres d'acier 6,35 mm (étriers)

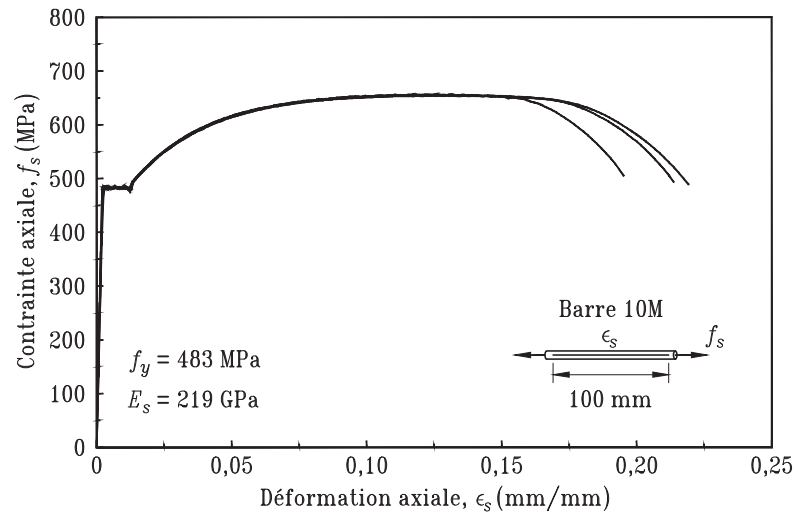


Figure 4.10 – Relations contrainte-déformation des barres d'acier 10M (barres longitudinales)

Torons

Un câble de 0,6 po (15,2 mm) de diamètre et d'une longueur de 41 m a été livré à l'Université de Sherbrooke et a ensuite été coupé sur place. La figure 4.11 présente les courbes contrainte-déformation en tension obtenues lors des essais de caractérisation des torons, ainsi que les valeurs du module de rigidité E_s et de la résistance ultime f_{pu} .

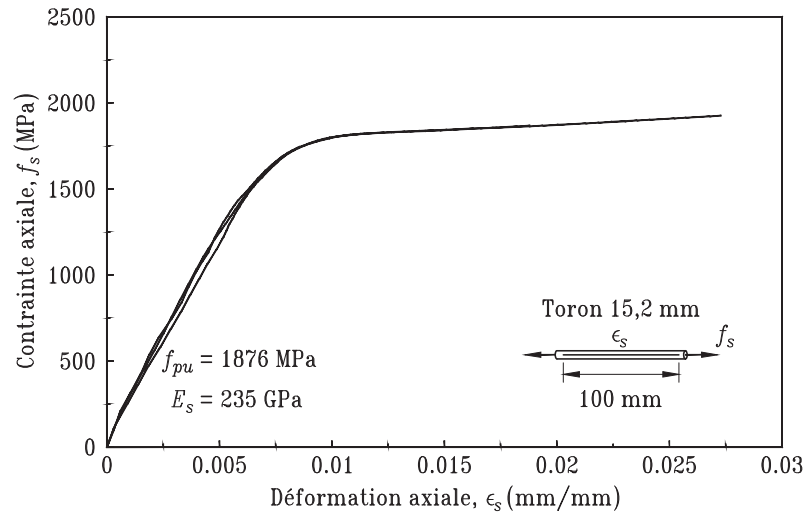


Figure 4.11 – Relations contrainte-déformation des torons

4.3 ESSAIS DE CARACTÉRISATION MODALE AU MARTEAU D'IMPACT

4.3.1 Montage expérimental

La poutre a été excitée avec un marteau d'impact PCB 086C20 muni d'une cellule de force piézoélectrique. La mesure des vibrations induites a été effectuée à l'aide de six accéléromètres piézoélectriques triaxiaux PCB T356A17 et d'un accéléromètre uniaxial *Kinemetrix Episensor ESU*. Les signaux des accéléromètres et du marteau ont été conditionnés, amplifiés et échantillonnés par un acqui-siteur TEAC LX-10, qui est connecté à un ordinateur pour y enregistrer les données. Le montage décrit ici est présenté schématiquement à la figure 4.12.

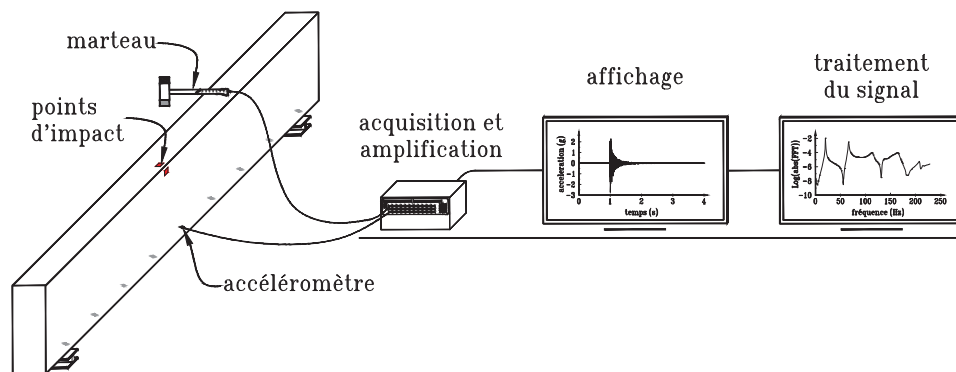


Figure 4.12 – Montage expérimental servant à l'enregistrement et au traitement des propriétés dynamiques

Comme seulement six accéléromètres piézoélectriques triaxiaux étaient disponibles, quatre configurations, présentées à la figure 4.13, ont été utilisées afin de balayer les

24 points de mesure placés sur la poutre et sur les masses suspendues. Tel que l'illustre la figure 4.13, des points de mesures triaxiaux sont présents dans le haut et dans le bas du centre de la poutre. Pour les points B1 et B9, situés au niveau des appuis, les accéléromètres devaient être positionnés sur le côté de la poutre, à 50 mm de la fibre inférieure. De plus, trois points de mesure triaxiaux étaient situés près de l'extrémité d'une des ailes de la dalle de la poutre, et l'accélération verticale des trois masses était enregistrée à l'aide de l'accéléromètre uniaxial lorsque celles-ci étaient présentes. Un accéléromètre (en B4) conservait la même position lors des configurations, servant ainsi de référence et permettant de vérifier la cohérence des résultats entre chaque configuration lors de l'analyse par FRF.

4.3.2 Choix des caractéristiques du marteau

Les caractéristiques du marteau d'impact peuvent avoir une grande importance lors de ce type d'essai puisqu'elles déterminent la plage de fréquences excitées et l'intensité de l'excitation. Une analyse présentée dans le rapport CRGP-2015/04 [43] montre le contenu fréquentiel d'un coup de marteau pour chaque tête disponible (gris, marron, rouge ou noir). Les principaux résultats sont présentés dans le tableau 4.3 [43]. Les fréquences maximales f_c pouvant être excitées par le marteau y sont présentées. Ces fréquences correspondent à une atténuation de 90 % de l'amplitude maximale du spectre d'excitation. Dans le cadre du présent projet, les fréquences propres d'intérêt se situent toutes en dessous de 250 Hz, la tête la moins rigide, la grise (f_c de 512 Hz), fut donc utilisée.

Tableau 4.3 – Caractéristiques des têtes du marteau

Modèle	Rigidité	Couleur	f_c
084A60	Très mou	Gris	512 Hz
084A61	Mou	Marron	541 Hz
084A62	Dur	Rouge	640 Hz
084A63	Très dur	Noir	1025 Hz

4.3.3 Choix de la fréquence d'échantillonnage

Le choix de la fréquence d'échantillonnage est un paramètre très important à déterminer avant de commencer les analyses. En effet, étant donné que le système d'acquisition TEAC LX-10 ne filtre pas les signaux à la fréquence de Nyquist, la fréquence d'échantillonnage doit être sélectionnée de façon appropriée parmi les options disponibles : 1500 Hz, 3000 Hz, 6000 Hz, 12 000 Hz et 24 000 Hz. Dans le cadre de cette étude, une fréquence de

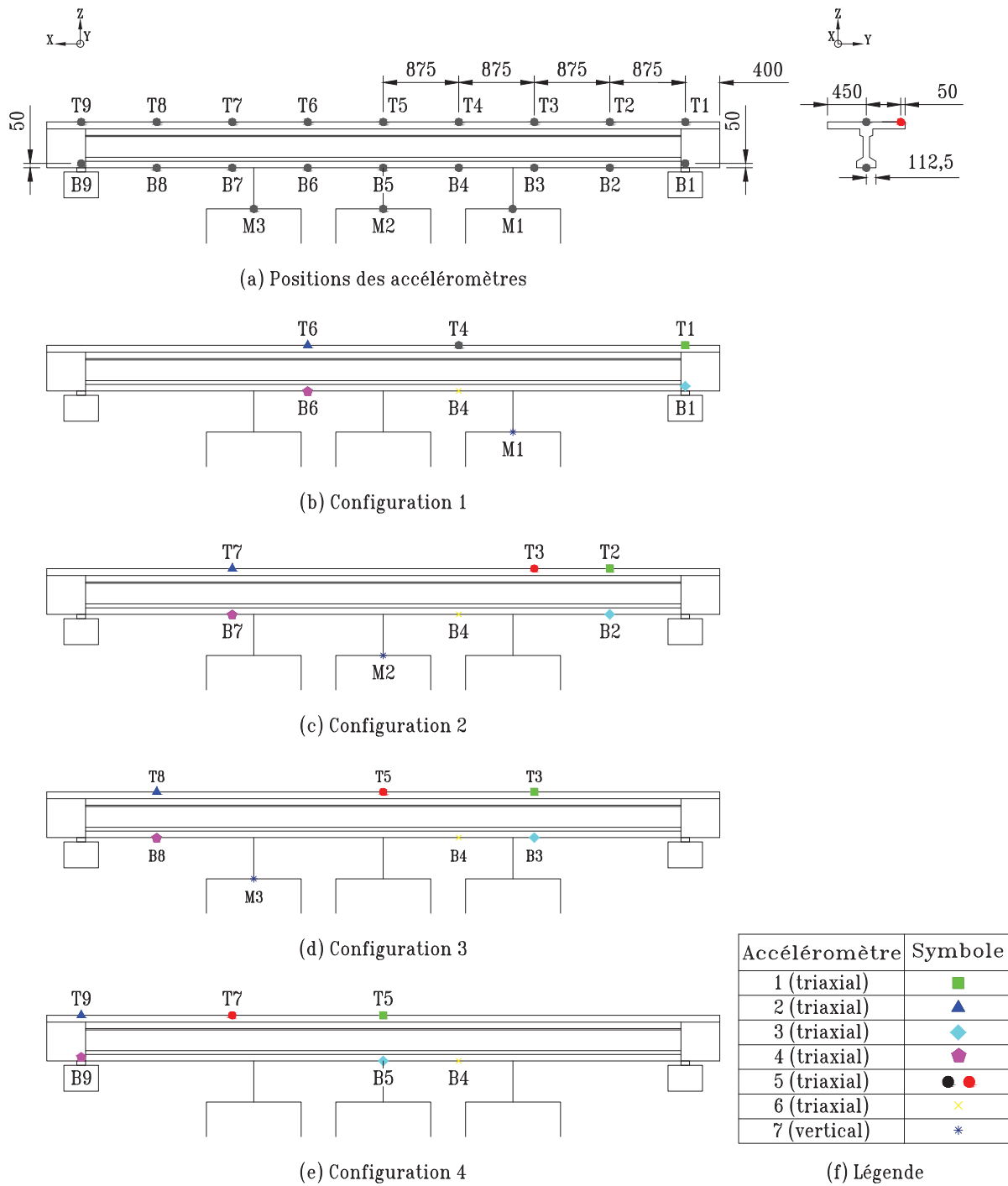


Figure 4.13 – Positions des points de mesures

3000 Hz a été retenue. Pour ce faire, un essai préliminaire, avec un enregistrement à la fréquence maximale de 24 000 Hz, a été effectué sur la poutre et les transformées de Fourier moyennes ont montré qu’aucun signal d’importance n’était présent au-delà de 1500 Hz.

4.3.4 Procédure des essais par FRF

Un seul type d'analyse a été réalisé dans le cadre de ce projet, soit l'analyse des fonctions de réponse en fréquence. Dans un premier temps, afin de réaliser ce type d'analyse, les points d'impact doivent être choisis. Des essais préliminaires ont été réalisés dans le but de tester deux positions envisageables à des points où, autant que possible, aucun nœud de modes de vibration intéressants n'était présent. La figure 4.14 montre les deux points d'impact finalement choisis pour effectuer les essais dans les directions principales Y et Z, respectivement. Pour chaque direction, dix coups de marteau étaient donnés, pour un total de 20 coups par configuration.

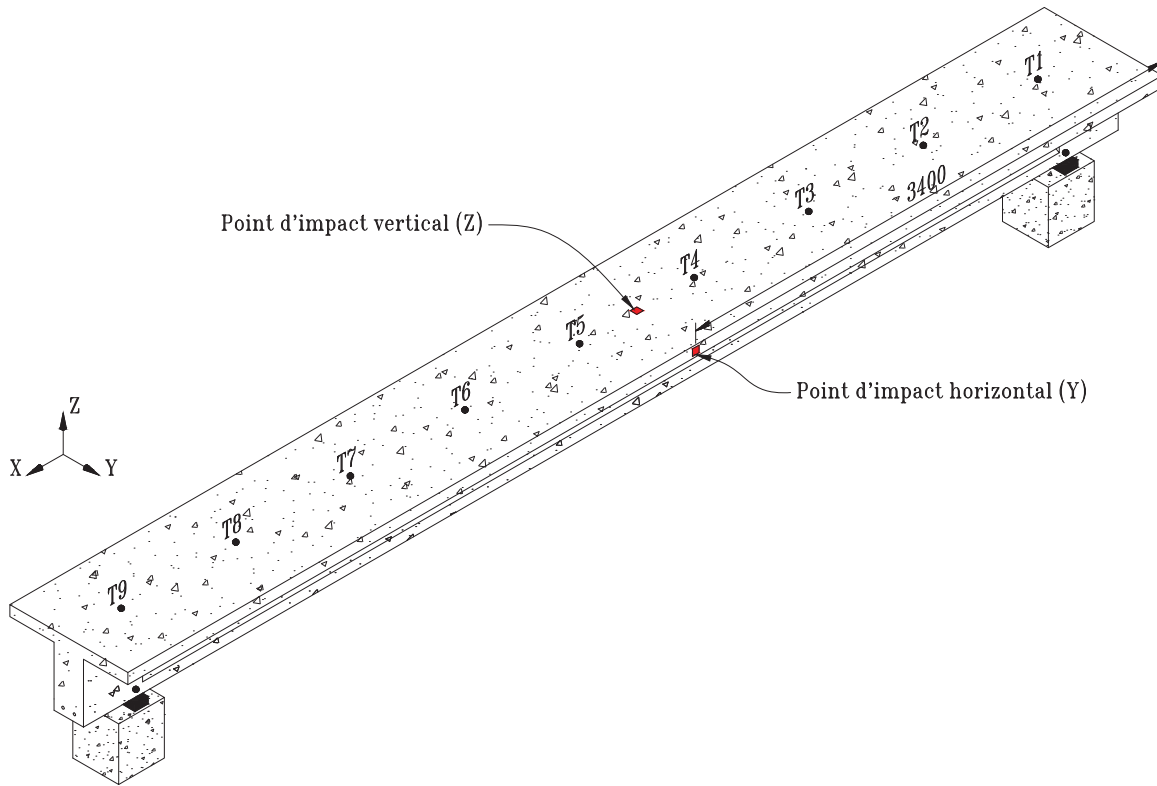


Figure 4.14 – Positions des points d'impact

Les résultats ont été traités à l'aide d'un outil d'analyse développé sur Matlab. Les essais erronés (mauvais impact, source d'excitation parasite, saturation des accéléromètres...) pouvaient alors être écartés. Les transformées de Fourier ont été calculées pour un nombre total de points de 2^{16} , soit 65 536 points ou 21,845 secondes à une fréquence d'échantillonnage de 3000 Hz. Une résolution fréquentielle de 0,046 Hz est ainsi obtenue, permettant une erreur relative d'environ 1 % sur le premier mode important considéré. Finalement, le rapport des transformées de Fourier des accéléromètres sur celle du marteau a été calculé afin de déterminer les FRF pour chaque point de mesure illustré à la figure 4.13. Ces dernières ont permis de déterminer les propriétés modales de la poutre.

4.4 SIMULATION DE PERTE DE PRÉCONTRAINTE SUR LES SPÉCIMENS

4.4.1 Montage expérimental

La figure 4.15 montre la poutre PBP-1 avec le montage d'ajustement de la précontrainte. La poutre est simplement appuyée sur des appuis en caoutchouc spécialement conçus pour ce projet. En effet, dans les différentes analyses de détection de l'endommagement réalisées à la suite des travaux de Mamar Saidou Sanda [43], il a été observé que le recalage des appuis était une étape cruciale et délicate du développement du modèle numérique. Cette étape a été compliquée par la difficulté d'évaluer les rigidités axiales et en rotation des appuis utilisés. Dans le but de simplifier cette étape dans les futurs travaux, ces appuis ont été remplacés par des appuis en caoutchouc (fournis gracieusement par Produits Héva Inc., Richmond, Qc) dont la rigidité verticale a été spécifiquement choisie. Les appuis de section 310 mm × 110 mm et de hauteur 50 mm étaient composés de quatre couches de caoutchouc naturel F80 et de cinq plaques d'acier 1/8 de pouce (fig. 4.16). Des essais de caractérisation ont été réalisés sur les appuis dans le but de déterminer de façon précise leur rigidité verticale, soit 328 kN/mm pour l'appui B1 et 336 kN/mm pour l'appui B9 (fig. 4.17) (valeurs mesurées par rigidité tangentielle pour une charge verticale de 73 kN, soit la charge reprise par les appuis durant les essais avec les masses suspendues). Des blocs de béton de section 350 × 350 mm et de hauteur 450 mm ont été utilisés pour surélever la poutre afin de libérer suffisamment d'espace pour travailler sous cette dernière, permettre la déformation prévue sous l'application des charges et laisser assez d'espace pour les montages servant à la suspension des masses (section 4.4.3).

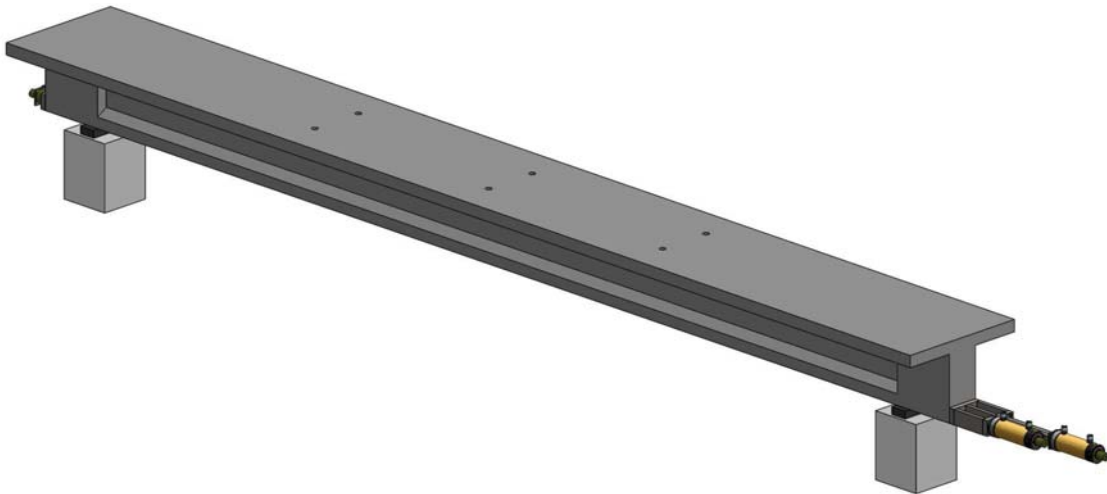


Figure 4.15 – Montage expérimental sans masses

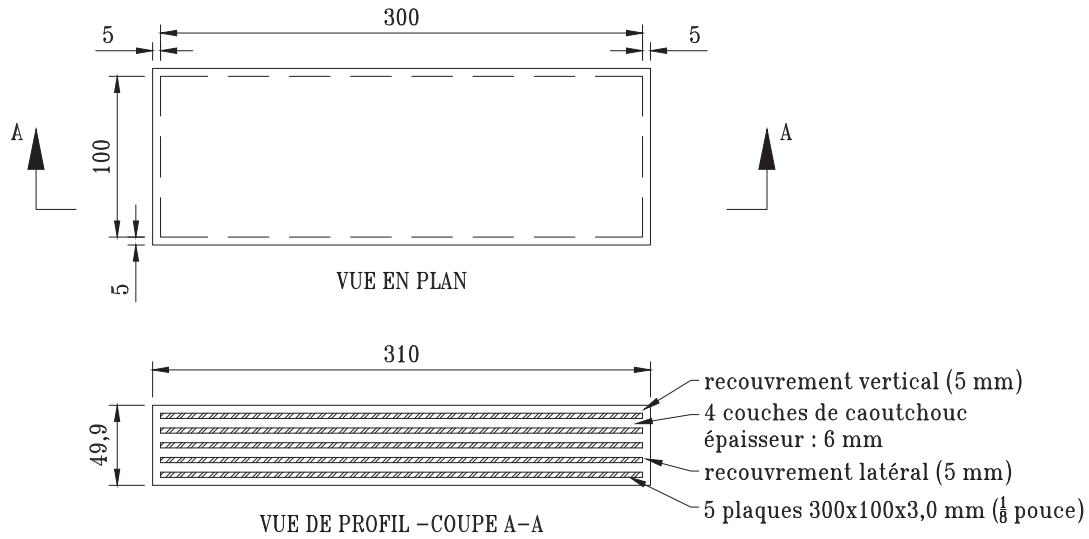


Figure 4.16 – Schéma de définition des appuis en caoutchouc

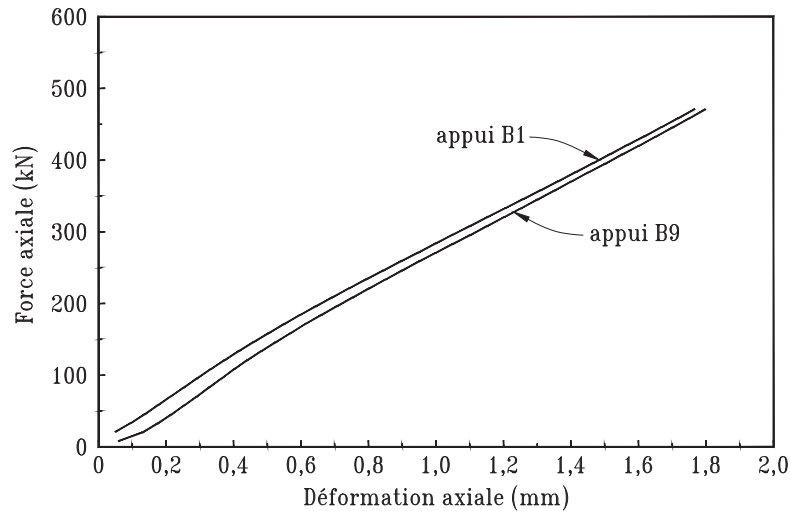


Figure 4.17 – Relations force-déplacement des appuis en caoutchouc

Dans le but de suivre le comportement de la poutre lors des essais, cette dernière a été instrumentée. L'évolution des déformations dans le béton aux fibres extrêmes de la poutre, supérieure et inférieure, et dans les rangs d'acier passif a été suivie. La force dans les torons ainsi que le déplacement vertical (flèche) de la poutre ont aussi été suivis. L'objectif principal visé était de pouvoir estimer à quel moment la poutre fissurait ou encore à quel moment elle n'était plus sous pleine précontrainte, c'est-à-dire que le bas de la poutre n'était plus comprimé. Des jauges de déformation Vishay Micro Measurement ont été utilisées. Pour le béton, l'acier passif et les torons, les modèles de jauges utilisées sont, respectivement, C2A-06-20CLW-120, C2A-06-250LW-120 et C2A-06-125LW-350. En plus de ces jauges, neuf potentiomètres ont permis de mesurer la flèche de la poutre et deux cellules de charges ROCTEST ANCLO-500, une par toron, ont été utilisées pour

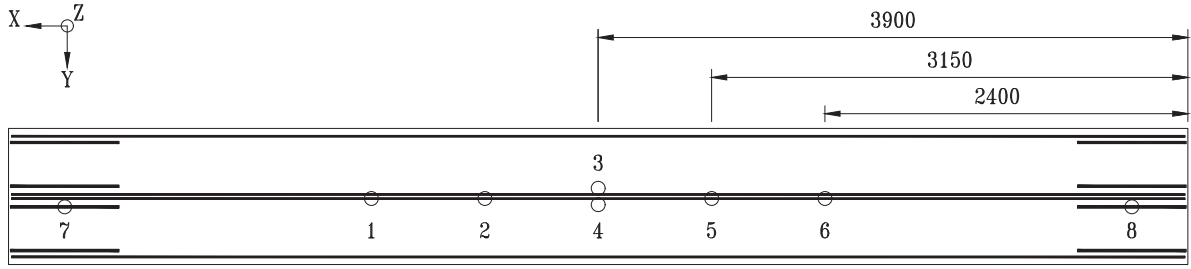
mesurer l'effort appliqué sur ces derniers. La figure 4.18 présente la position des jauges sur l'armature et les torons, et la figure 4.19 montre la disposition des jauges sur le béton et celle des potentiomètres. Les jauges de déformation ont été positionnées de façon uniforme, sous et entre les trois points de chargement, sur les armatures comprimées et tendues. Un étrier sur deux a été instrumenté dans les zones de cisaillement. Des jauges ont aussi été utilisées (sur le béton et les barres d'armatures) dans les zones de discontinuités dues à l'application de la précontrainte mentionnées à la section 4.1.2, afin de s'assurer que le comportement observé correspondait bien à celui prévu lors du dimensionnement.

4.4.2 Perte de précontrainte sans chargement - poutre PBP-1

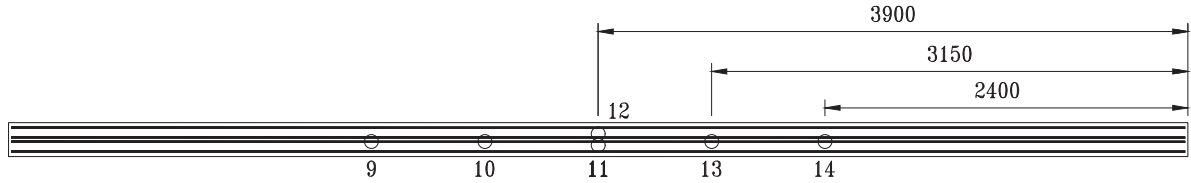
Les premiers essais réalisés sur la poutre PBP-1 ont été effectués sans les trois masses, donc sans chargement, afin d'évaluer l'évolution des propriétés dynamiques du spécimen en fonction de la variation de la précontrainte seule et, a priori, sans endommagement significatif. L'objectif de cet essai était de lever l'incertitude qui pèse dans la littérature sur l'influence de la seule précontrainte sur les propriétés dynamiques d'une poutre non fissurée. L'unique évolution de la poutre durant cet essai correspond donc à la perte de précontrainte, ajustée à l'aide du système présenté à la section 4.1.4. Les huit états séquentiels étudiés, correspondant la plupart à une valeur de précontrainte différente, sont :

- **État 0** : Poutre intacte sans précontrainte
- **État i** : Poutre fissurée sans précontrainte
- **État 1** : Précontrainte de 175 kN par toron (100 % pleine précontrainte)
- **État 2** : Précontrainte de 150 kN par toron (86 %)
- **État 3** : Précontrainte de 125 kN par toron (71 %)
- **État 4** : Précontrainte de 100 kN par toron (57 %)
- **État 5** : Précontrainte de 50 kN par toron (28 %)
- **État 6** : Précontrainte de 0 kN par toron (non précontrainte)

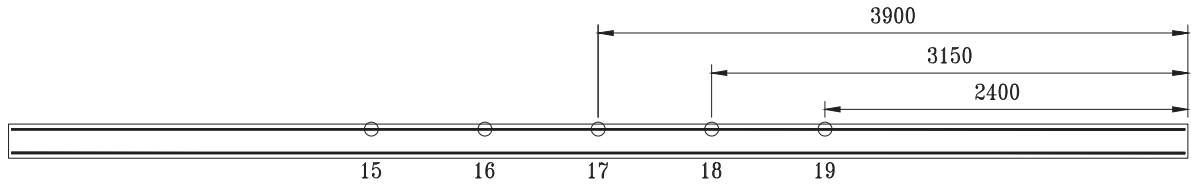
L'état 0 correspond à la mesure des propriétés dynamiques effectuée lorsque la poutre a été déposée sur ses appuis pour la première fois et qu'aucune fissure apparente n'avait encore été observée (la poutre a été dimensionnée pour ne pas fissurer sous son poids propre). La poutre a ensuite été laissée sur ses appuis durant plusieurs semaines, le temps que tous les éléments du montage soient disponibles, engendrant l'apparition de fissures de retrait non désirées. Les propriétés dynamiques du spécimen ont alors été reprises (état i), avant l'application de la pleine précontrainte (état 1). Pour chaque état, la précontrainte était d'abord ajustée à l'aide du montage décrit à la section 4.1.4. La tension dans les torons avant le transfert des charges du montage à la poutre était légèrement plus grande



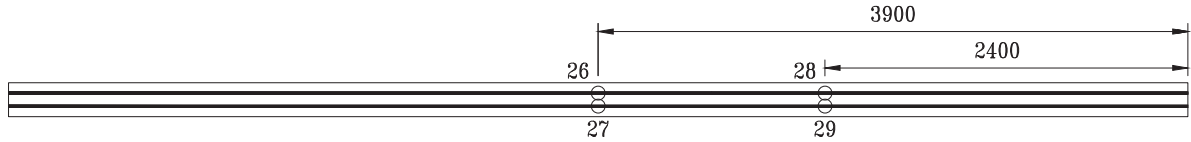
(a) Jauges sur le lit d'armature longitudinale de la dalle (vue en plan)



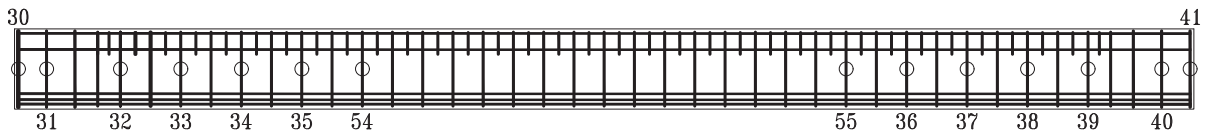
(b) Jauges sur le premier lit d'armature en tension (vue en plan)



(c) Jauges sur le deuxième lit d'armature en tension (vue en plan)



(d) Jauges sur les torons (vue en plan)



(e) Jauges sur les étriers (vue en élévation)

Figure 4.18 – Disposition et numérotation des jauges de déformation sur les armatures (dimensions en mm)

que celle désirée afin de compenser les pertes dues à l'ancrage des torons. Cette variation étant difficile à évaluer de façon précise, les valeurs présentées à la section 5.3.1 varient légèrement des valeurs cibles présentées précédemment. Une fois la précontrainte transférée à la poutre, le montage était retiré de la poutre et une série de mesures dynamiques était

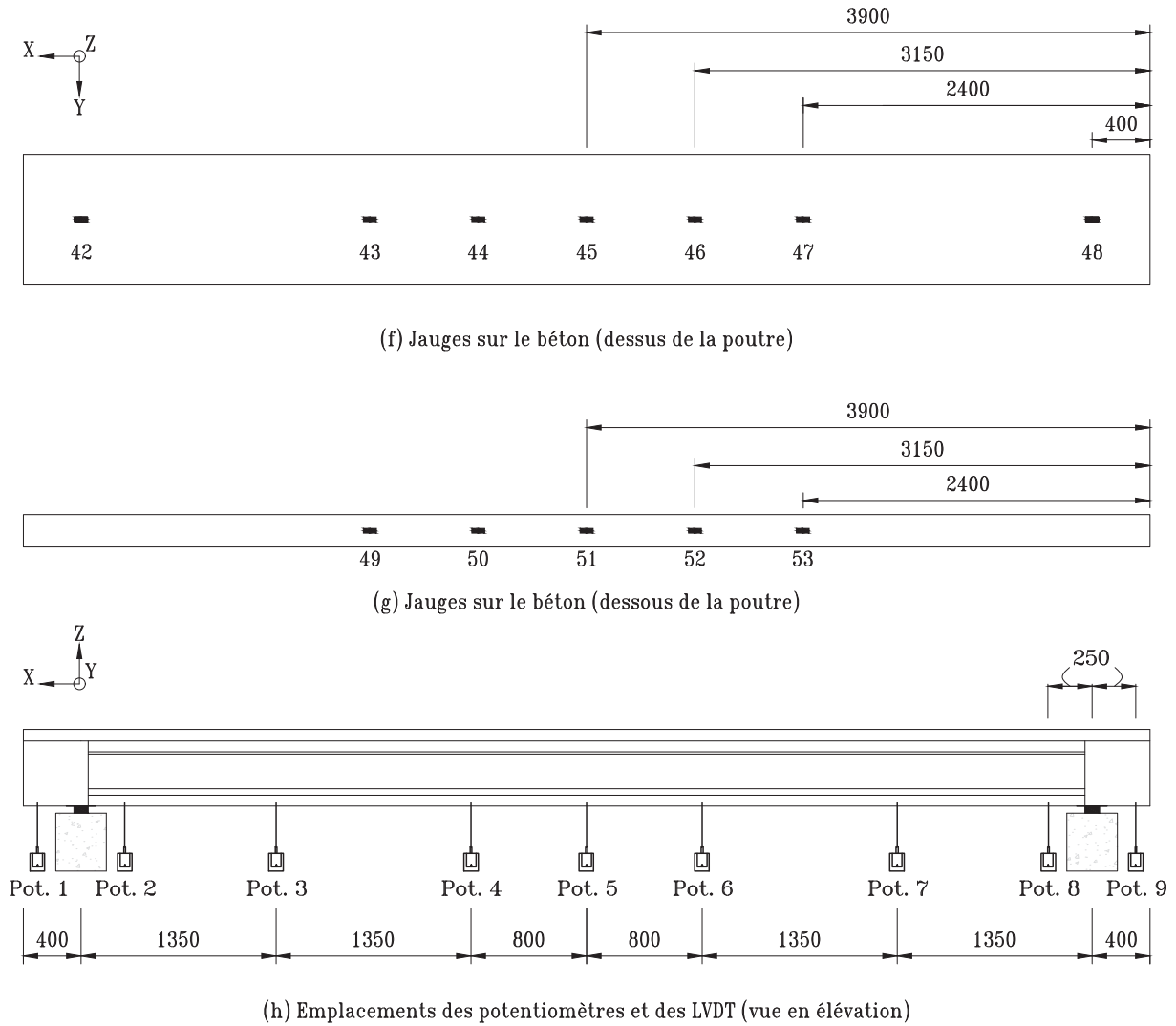


Figure 4.19 – Disposition et numérotation des jauges de déformation sur le béton et des potentiomètres (dimensions en mm)

effectuée. Pour chaque nouvel état, la précontrainte était ajustée de nouveau selon la même procédure et les propriétés dynamiques étaient de nouveau mesurées.

4.4.3 Perte de précontrainte avec chargement - PBP-1

Le montage expérimental a été modifié afin de permettre la suspension de masses cylindriques ayant un poids d'environ 40 kN. Les masses, coulées en deux cylindres de 3 pieds de haut et 1 m de diamètre, ont été suspendues sous la dalle d'essai à l'aide de câbles de 0,5 pouce de diamètre. Ces câbles ont été attachés à un montage composé de tiges filetées de 1,125 pouces de diamètre et de tubes HSS 89×89×4,8 mm, comme l'illustre la figure 4.20. Les appuis et l'instrumentation utilisés sont les mêmes pour ces essais que ceux décrits précédemment à la section 4.4.

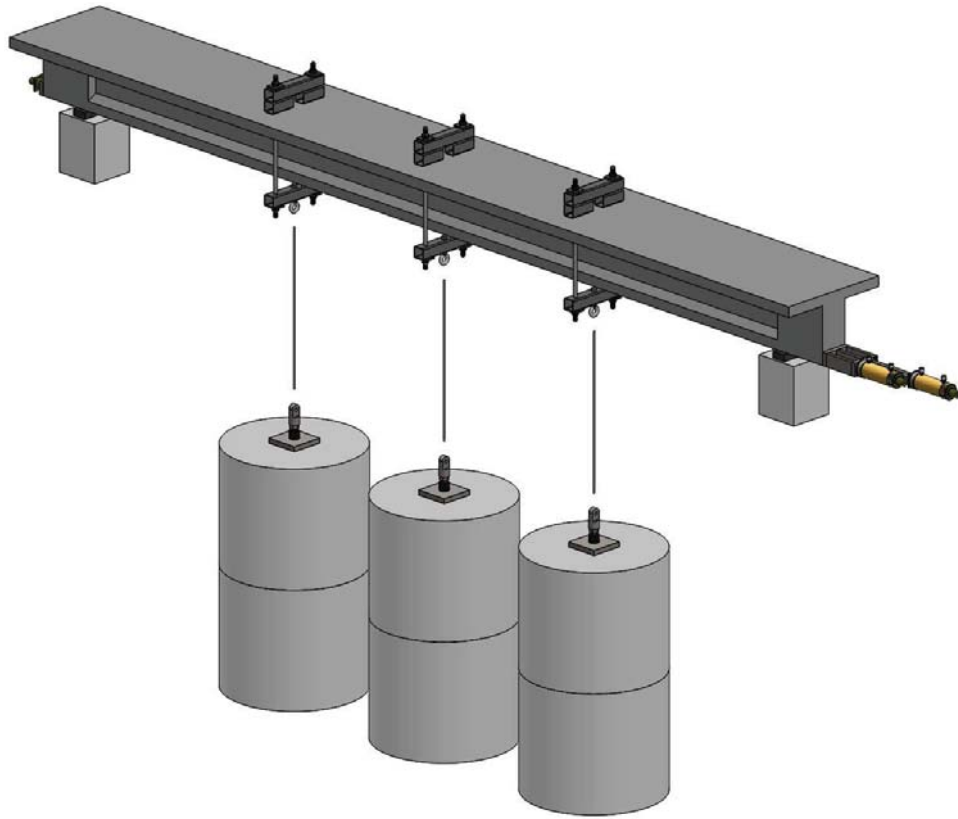


Figure 4.20 – Montage expérimental avec masses suspendues

Les masses M1, M2 et M3 (fig. 4.13) ont été coulées en deux sections dans le but de faciliter la manutention. Après la caractérisation des matériaux et l'évaluation de la masse volumique réelle du béton des masses, il a été décidé d'ajouter plusieurs plaques d'acier de 320 livres aux masses dans le but d'augmenter les efforts et d'obtenir un endommagement plus important de la poutre. Deux plaques ont été ajoutées aux masses M1 et M3 (masses du côté des appuis B1 et B9, respectivement) et quatre plaques à la masse M2 (masse centrale). Le tableau 4.4 présente les valeurs des masses individuelles qui ont été coulées, ainsi que le poids total des charges M1, M2 et M3 incluant les plaques d'acier ajoutées.

Tableau 4.4 – Valeurs des masses agissant comme charge permanente

Section	Masse 1 (kg)	Masse 2 (kg)	Masse 3 (kg)
Haut	1826	1824	1826
Bas	1855	1867	1843
Plaques	290	580	290
Poids total	3971	4272	3959

Afin de déterminer l'influence de l'endommagement de la poutre soumise à un chargement constant sous l'effet d'une perte de précontrainte, sept états semblables à ceux présentés à la section 4.4.2, ont été considérés. La force augmentée dans les torons à l'état 1 provient de la déformation de la poutre lors de l'application des charges qui ont tendance à tendre la partie inférieure du spécimen. Afin d'obtenir des états plus uniformément répartis, les valeurs précédemment établies pour les essais sans chargement ont été adaptées :

- **État 0** : Pleine précontrainte (175 kN par toron) sans chargement
- **État 1** : Précontrainte de 190 kN par toron (pleine précontrainte)
- **État 2** : Précontrainte de 160 kN par toron (84 %)
- **État 3** : Précontrainte de 130 kN par toron (68 %)
- **État 4** : Précontrainte de 100 kN par toron (53 %)
- **État 5** : Précontrainte de 50 kN par toron (26 %)
- **État 6** : Précontrainte de 0 kN par toron (non précontrainte)
- **État 6i** : Précontrainte de 195 kN par toron (pleine précontrainte)

La poutre a d'abord été pleinement précontrainte dans le but d'obtenir les propriétés dynamiques avant la suspension des masses. Ces dernières, préalablement positionnées sous la dalle d'essai, étaient surélevées à l'aide d'appuis temporaires. Le pont roulant du laboratoire a ensuite servi à la mise en place finale des masses sur la poutre, une à une. Chacune était d'abord soulevée de son appui temporaire ; ces supports étaient ensuite retirés et la masse était tranquillement déposée sur la poutre. Les HSS du système de suspension qui étaient appuyés sur le dessus de la poutre (fig. 4.20) ont toujours été déposés au même endroit. Un moule en coulis de ciment épousant leur forme avait été prévu aux différents points de suspension. À chaque nouvel état, la précontrainte était ajustée et une nouvelle série de mesure des propriétés dynamiques était effectuée. La précontrainte a été progressivement réduite jusqu'à l'état 6 (aucune précontrainte) pour lequel le spécimen avait été dimensionné dans le but d'être grandement endommagé tout en restant sécuritaire. Durant les manipulations servant à réduire la tension dans les torons, pour les états 1 à 5, les masses étaient préalablement soulevées et déposées sur leurs appuis temporaires afin de prévenir un endommagement involontaire en cas d'erreur lors du relâchement de la précontrainte. Finalement, pour l'état 6i, la précontrainte totale a été appliquée de nouveau dans le but d'étudier les propriétés dynamiques d'une poutre qui a été grandement endommagée en comparaison des résultats de l'état 1.

4.4.4 Perte de précontrainte avec chargement - PBP-2

Bien que la poutre PBP-2 n'ait pas pu être testée dans le cadre de cette étude, le montage et le protocole expérimental ont été étudiés et définis. Le montage expérimental et l'instrumentation prévus sont très semblables à ce qui a été utilisé pour la poutre PBP-1. L'instrumentation présente aux extrémités de la poutre sera cependant différente, puisque l'armature servant à reprendre les efforts des zones de discontinuités de PBP-1 n'est plus nécessaire. De plus, les cellules de charges, plaques d'appuis et le montage d'ajustement de la précontrainte ne sont plus requis une fois la poutre coulée et mûrie puisque les torons sont ancrés dans le béton de la poutre.

Afin de simuler l'effet de la corrosion, les torons seront progressivement coupés en plusieurs endroits. Pour ce faire, lors de la coulée, les torons seront laissés à nu en trois positions situées sous chaque point de chargement (fig. 4.21 et 4.22). Pour éviter la fissuration de la poutre dans les zones réduites par ces ouvertures, les dimensions de ces dernières seront conservées au minimum permettant la coupe de torons. De plus, comme la tension dans les torons est très importante, il est sécuritaire de laisser la plus petite section possible exposée. Étant donné la présence d'une ouverture, l'accéléromètre situé au centre de la poutre sera repositionné de la même façon que ceux des points B1 et B9 (fig. 4.21).

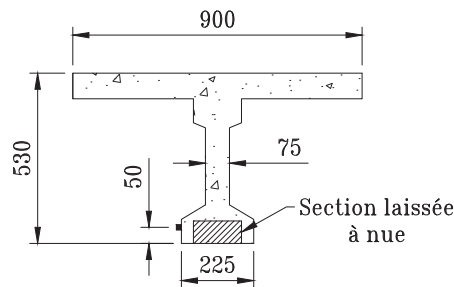


Figure 4.21 – Section de coupe des torons et installation de l'accéléromètre en position B5 pour la poutre PBP-2

Un total de cinq états seront considérés :

- **État 0** : Poutre intacte et sans chargement
- **État 1** : Poutre intacte avec chargement
- **État 2** : Torons coupés en une position avec chargement
- **État 3** : Torons coupés en deux positions avec chargement
- **État 4** : Torons coupés en trois positions avec chargement
- **État 5** : Torons coupés en trois positions sans chargement

Dans un premier temps, les propriétés dynamiques de la poutre dans son état intact seront mesurées. Puis, après l'application des masses, une nouvelle série de mesures sera effectuée. Par la suite, les torons seront progressivement coupés et pour chaque nouvel état d'endommagement les propriétés dynamiques seront mesurées. Avant chaque coupe de torons, par mesure de sécurité, les masses seront soulevées et déposées sur des appuis temporaires afin de retirer toute charge sur la poutre. La figure 4.22 résume les différents états et montre les emplacements où les torons seront successivement coupés.

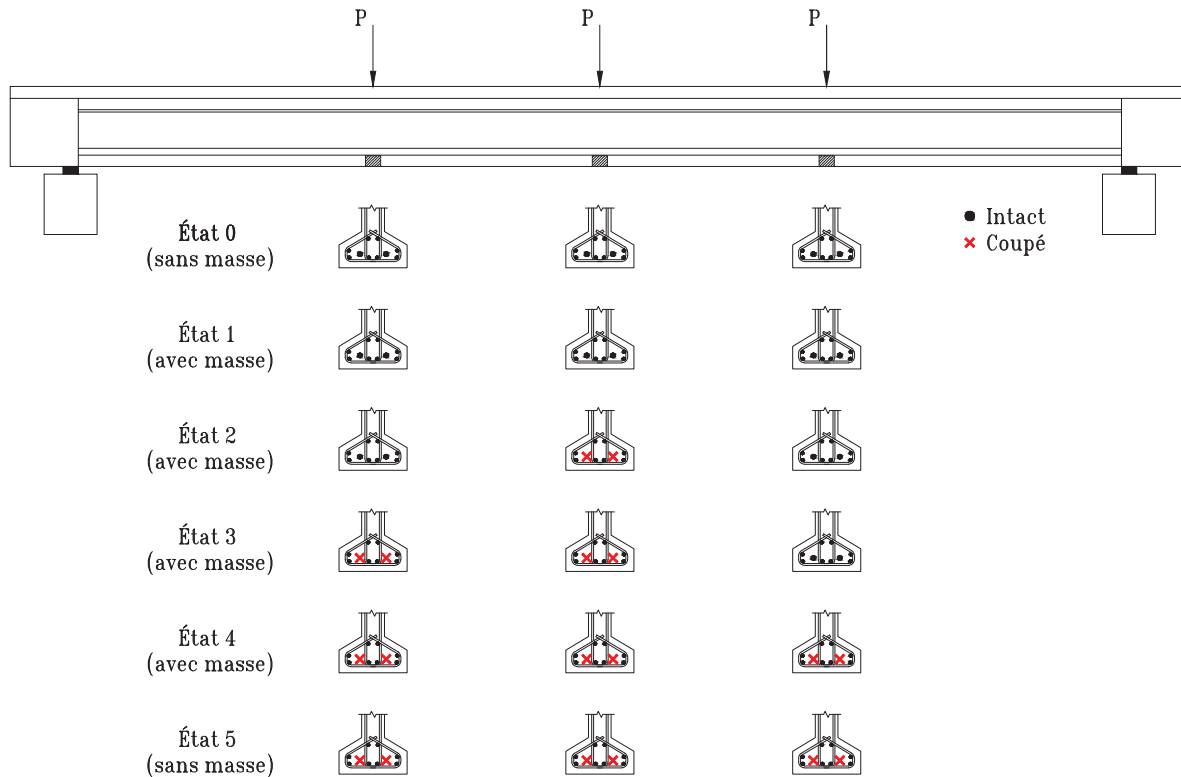
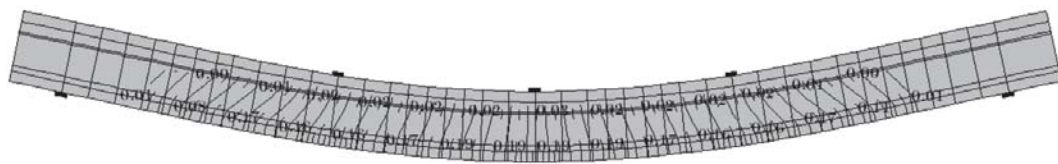


Figure 4.22 – Coupures successives des torons de précontrainte pour simuler la corrosion sur la poutre PBP-2

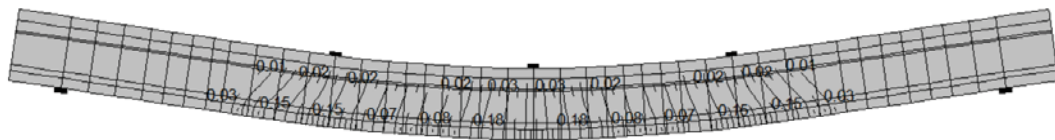
Le choix du nombre et des positions de coupe des torons a fait l'objet d'une étude dans le but d'assurer un niveau de dommages suffisamment important sur la poutre PBP-2. Une première analyse préliminaire faite section par section avec l'outil d'analyse sectionnelle du logiciel Response-2000 [3] a d'abord été réalisée. Lors de cette analyse, les propriétés mécaniques spécifiées des matériaux ont été utilisées. La coupe de torons sur la poutre a été étudiée en plusieurs endroits. Pour cela, d'une section à l'autre de la poutre, la précontrainte effective et les efforts appliqués étaient ajustés en fonction du nombre de coupes. L'ajustement de la précontrainte a été effectué par une interpolation linéaire entre une valeur nulle au point de coupe des torons et la pleine valeur de précontrainte à une distance du point de coupe égale à la longueur de développement recommandée pour les torons utilisés [5]. Cette analyse a donné une première idée de l'endommagement engendré

par la coupe locale des torons. Lorsqu'une seule coupe au centre était effectuée, la fissuration était très localisée alors qu'un endommagement plus distribué était souhaité. Cette option n'a donc pas été retenue. Lorsque les torons étaient coupés en trois endroits situés aux quarts de la poutre, l'endommagement était beaucoup plus distribué. La longueur de développement d'un câble de précontrainte variait entre 1,5 m et 2 m selon les propriétés des matériaux, le niveau de précontrainte et les pertes de précontraintes. La longueur de développement calculée pour ce projet était de 1,9 m. Pour de telles longueurs de développement, la précontrainte effective totale théorique ne se développait alors jamais le long de la poutre avec trois points de coupure. Un plus grand nombre de coupes avait pour effet d'augmenter l'endommagement entre les points de coupe.

Une seconde analyse a été effectuée ultérieurement en tenant compte des propriétés réelles de l'acier livré à l'Université et à l'aide d'une nouvelle version du logiciel Response [4] parue en cours de projet. Cette version permet d'analyser l'ensemble de la poutre simultanément et de définir différentes sections. Une précontrainte effective variant le long de la poutre pouvait donc être modélisée. Une longueur de développement des torons de 2,0 m a été considérée et, pour limiter le nombre de sections à modéliser, une évolution en escalier a été supposée à partir des points de coupe des torons avec des plateaux d'environ 400 mm de long. C'est donc dire que de chaque côté d'une coupe, sur 400 mm, la précontrainte était nulle, puis, sur 400 mm, le cinquième de la précontrainte maximale était appliqué, ainsi de suite. L'endommagement obtenu pour une poutre dont les torons sont coupés en trois sections, cette fois sous les points d'application des masses, a été comparé avec celui obtenu pour une poutre identique non précontrainte. Cette comparaison est faite, puisque l'endommagement maximal possible correspond au cas où l'effet de la précontrainte est entièrement annulé. Pour l'analyse sans précontrainte, la flèche estimée est de 19,1 mm et l'ouverture des fissures vis-à-vis les points d'application des charges est de 0,28 mm. Pour la poutre précontrainte avec les torons coupés en trois points, la flèche au centre est de 13,4 mm et l'ouverture des fissures maximale est aussi de 0,26 mm. La comparaison des patrons de fissures et des déformées pour les deux cas est présentée à la figure 4.23. Il est possible de constater un endommagement relativement similaire des deux poutres et des ouvertures de fissures comparables, même si la précontrainte résiduelle permet de limiter l'étendue du patron loin des appuis de la poutre. Ces observations s'expliquent par le fait que les sections endommagées de la poutre présentée à la figure 4.23b sont partiellement précontraintes. Cet endommagement a été jugé suffisant pour permettre une détection à partir de mesures de vibrations.



(a) Poutre sans précontrainte



(b) Poutre avec précontrainte et torons coupés en trois endroits

Figure 4.23 – Endommagement de la poutre PBP-2 estimé à l'aide de Response [4]

Chapitre 5

Évolution des propriétés modales de PBP-1 sous l'effet d'une perte de précontrainte

Dans ce chapitre, les principaux résultats expérimentaux obtenus sont présentés. Dans un premier temps, des analyses préliminaires effectuées dans le but de justifier certaines hypothèses faites pour les analyses sont présentées. Puis, les modes propres principaux de la poutre PBP-1 retenus pour l'analyse des résultats sont illustrés. Ensuite, les résultats d'évolution des propriétés dynamiques suite à un relâchement de la précontrainte sont présentés (fréquences propres et déformées modales via un calcul de MAC), d'abord dans le cas des essais sans charge permanente, puis dans le cas des essais avec les masses ajoutées. Dans les discussions, l'évolution de l'endommagement de la poutre causé par la perte de précontrainte est illustrée à l'aide du suivi de l'évolution des fissures, de la flèche et des déformations dans les barres d'acier et du béton.

5.1 ANALYSES PRÉLIMINAIRES

5.1.1 Vibration de la dalle

Les essais réalisés pour le rapport CRGP-2015/04 [43] ont montré que la vibration de la dalle d'essai peut être négligée dans les analyses étant donné que l'amplitude des accélérations ne dépassait pas 0,5 % de celles de la poutre étudiée. Comme la poutre PBP-1 est installée à un emplacement pratiquement identique sur la même dalle d'essai et que les amplitudes enregistrées sur la poutre PBP-1 sont au moins aussi importantes que celles obtenues lors des essais du rapport CRGP-2015/04, la même conclusion a été retenue.

5.1.2 Répétabilité des essais entre deux configurations d'accéléromètres

L'accéléromètre de référence 6 (fig. 4.13) ne changeait jamais de position (B4) pour les quatre configurations utilisées pour mener à bien les essais d'analyse modale au marteau. Ce dernier servait donc à vérifier la répétabilité des essais d'une configuration à l'autre.

En effet, pour chaque configuration, les fonctions de réponse en fréquence calculées en ce point doivent être identiques pour pouvoir légitimement assembler les déplacements modaux des autres accéléromètres issus de configurations différentes et reconstituer ainsi les déformées modales complètes de chaque mode de vibration. La figure 5.1 compare les FRF obtenues lors de l'essai effectué sur la poutre PBP-1 sans charge permanente à l'état 0. Les courbes sont pratiquement superposées, mais dans certains cas, quelques différences dues aux erreurs expérimentales peuvent être observées. Les pics des FRF sont toujours situés à la même fréquence et se superposent parfaitement pour les quatre configurations. Les différences observées se produisent pour les fréquences moins excitées dans certaines directions. Par exemple, pour l'essai avec un impact dans la direction Z, les FRF obtenues dans la direction Z sont presque parfaitement superposées, alors que dans la direction Y il est possible d'observer certaines variations (fig. 5.1b).

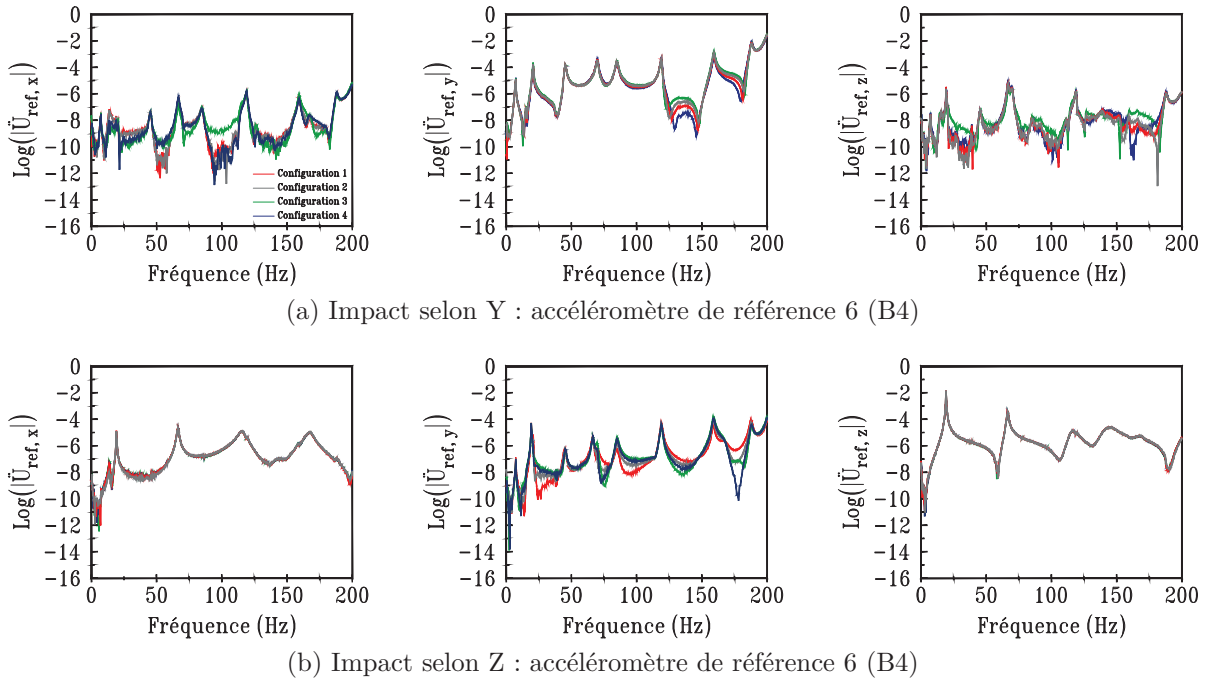


Figure 5.1 – Vérification de la répétabilité de la FRF du capteur de référence entre les configurations

Lors des essais effectués avec les masses (section 5.4), les courbes du capteur de référence étaient parfois décalées de quelques dixièmes de Hertz les unes par rapport aux autres. Les essais devaient alors être repris. Ce léger décalage peut s'expliquer par le fait que sous la vibration des masses suspendues la poutre continuait de s'endommager jusqu'à l'obtention d'un état stable. En effet, l'accélération mesurée au niveau des masses était suffisante pour engendrer une augmentation non négligeable de l'effort total appliqué sur le spécimen. Bien que toutes les précautions aient été prises pour atteindre cet état stable

avant la prise des mesures dynamiques présentées dans ce chapitre, ce phénomène constitue une certaine source d'erreur sur les résultats.

5.1.3 Répétabilité des analyses modales

Dans le but de vérifier la précision des propriétés dynamiques tirées des mesures expérimentales, des essais identiques ont été répétés à cinq reprises pour la poutre PBP-1 dans son état initial (état 0, sans les masses). Les essais ont été réalisés avec les accéléromètres placés seulement selon la configuration 3 (fig. 4.13) pour l'extraction des fréquences propres et des déformées modales partielles. Les modes de flexion obtenus pour les essais avec un impact dans la direction Z ont été comparés entre eux. L'erreur moyenne entre les fréquences propres des modes analysés est de 0,03 %. L'erreur sur les fréquences propres est donc négligeable. L'erreur moyenne relative observée pour les amortissements modaux est plus importante, de l'ordre de 3 %. Les déformées modales des essais répétés sont comparées à l'aide du MAC et la valeur moyenne obtenue est 99,84 %, confirmant que les déformées modales sont assez stables d'un essai à l'autre.

L'ordre de grandeur des erreurs évaluées ici permettra de déterminer si les évolutions des fréquences propres et MAC observées dans les prochaines sections de ce chapitre sont significatives ou si elles sont de l'ordre de grandeur de l'erreur expérimentale.

5.2 MODES PROPRES DE VIBRATION DE LA POUTRE

5.2.1 Analyse modale par éléments finis

Un modèle par éléments finis a été réalisé avant la construction du spécimen afin de permettre une comparaison avec les modes qui devaient être obtenus expérimentalement. Le modèle, réalisé sur Abaqus [10] et importé sur FEMtools [13], a aussi permis d'anticiper l'effet de la suspension des masses sur les modes propres de la poutre et de choisir des propriétés appropriées pour le système de suspension.

La poutre a été modélisée à l'aide d'éléments 3D à 20 nœuds C3D20R ayant les propriétés mécaniques du béton livré. Des ressorts en translation et en rotation ont été utilisés pour la modélisation des appuis. Les ressorts étaient connectés à un diaphragme rigide de dimensions équivalentes à celles des appuis. Les rigidités des ressorts ont été calculées à partir des essais effectués sur les appuis en caoutchouc (fig. 4.17). Finalement, les masses ont été reliées à leur point d'attache sur la poutre par des ressorts dont la rigidité a été estimée à partir des propriétés des composantes du système de suspension décrit à la section 4.4.3. Les câbles ayant une grande influence sur la rigidité du système de suspension, plusieurs analyses ont été réalisées avec des câbles de diamètres différents dans le but de s'assurer que les modes additionnels introduits par les masses étaient suffisamment

éloignés des premiers modes d'intérêt de la poutre. Lors de l'analyse numérique, tous les mêmes modes de poutre pouvaient être retrouvés dans les deux cas (avec et sans masses). En moyenne, la différence entre les fréquences propres des modes principaux des modèles numériques avec et sans masses était d'environ 6 % si le premier mode de flexion, très influencé par la présence des masses, est exclu (augmentation de fréquence de 86,6 %). Comme l'indiquera la section 5.4.2, les observations faites lors des essais expérimentaux sont semblables. Les fréquences des modes supérieurs ont en effet différé très peu de celles obtenues avant l'ajout des masses, de l'ordre de 3 à 5 %, alors que les premiers modes ont varié beaucoup plus, de l'ordre de 30 à 40 % (tab. 5.3). L'augmentation de la charge sur les appuis (et donc une certaine rigidification des appuis en caoutchouc) peut être une des raisons qui explique l'augmentation de fréquences des premiers modes, puisqu'ils dépendent beaucoup de la rigidité des appuis. L'ajout de trois systèmes masse-ressort a aussi pour effet de créer trois modes de faible fréquence, et comme le système de suspension n'isole pas parfaitement ces systèmes masse-ressort de la poutre, il y a un effet dynamique important sur les modes les plus proches. Cet effet disparaît relativement rapidement pour les modes supérieurs, plus éloignés. Finalement, les modes de poutres restent relativement peu affectés par les masses additionnelles et le système de suspension dimensionné a surtout l'avantage de conserver les fissures ouvertes sans trop affecter le comportement dynamique du spécimen. Les trois modes additionnels, M1 à M3, induits par les masses sont illustrés à la figure 5.2 à partir du modèle par éléments finis. Les deux premiers modes de masses ont été retrouvés expérimentalement. La fréquence propre du mode M1 est d'environ 4,0 Hz et celle du mode M2 est d'environ 6,5 Hz. Ils n'interféraient donc pas avec le premier mode de poutre obtenu dans le modèle par éléments finis à 10,35 Hz. Ces modes n'ont toutefois pas été retenus pour la suite des analyses puisqu'ils ne présentent pas d'intérêt au regard du comportement réel d'une poutre de pont.

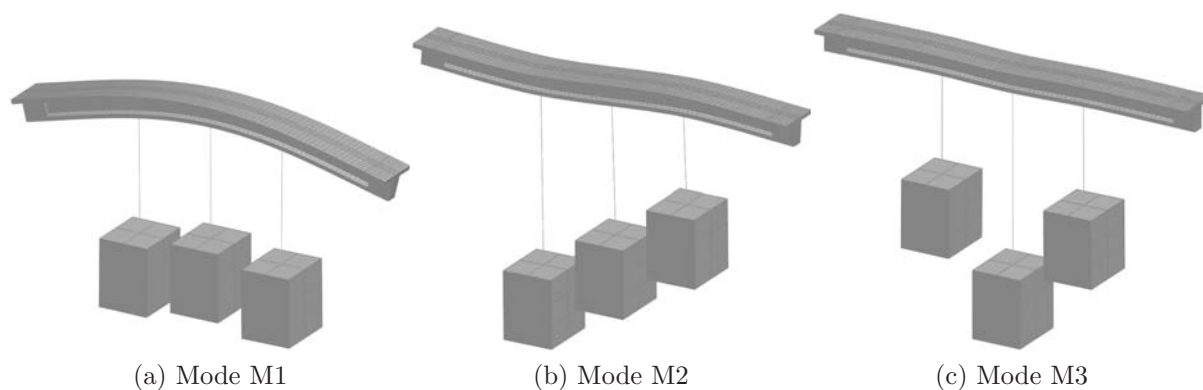


Figure 5.2 – Modes propres induits par les masses suspendues

5.2.2 Analyse modale expérimentale

Les deux séries d'essais expérimentaux réalisées, sans et avec masses, ont permis de trouver sensiblement les mêmes modes de vibration pour la poutre PBP-1, soit une quinzaine de modes. Toutefois, pour les essais avec chargement, quelques modes obtenus avant l'application des masses n'ont pu être identifiés de façon satisfaisante, car ils étaient soit trop amortis, soit moins bien définis.

Au total, huit modes de vibration ont été retenus pour le suivi des propriétés modales de la poutre. Ces modes de vibration ont été sélectionnés, car ils étaient pertinents pour la détection de l'endommagement ou encore pour la calibration d'un modèle numérique. Ces modes ont aussi été choisis, car ils étaient systématiquement bien définis et se retrouvaient pour tous les états d'endommagement. Le premier mode correspond à un mouvement de corps rigide dépendant essentiellement de la rigidité des appuis. Quatre modes de flexion, deux modes de torsion et un mode latéral ont aussi été retenus. Les figures 5.3 et 5.4 montrent les déformées des huit modes choisis, classés par ordre croissant de leur fréquence propre, obtenues par le modèle d'éléments finis et expérimentalement. Les déformées expérimentales sont tracées à partir des données mesurées aux points illustrés à la figure 4.13 et en supposant que chaque section de la poutre reste droite.

Bien que tous les modes retenus ont été retrouvés pour les cas avec et sans chargement lors de l'analyse numérique faite à l'aide du modèle par éléments finis, ce ne fut pas le cas lors des essais. En effet, le mode 6 s'est avéré mal défini pour les essais sans masses et il ne sera donc pas présenté à la section 5.3.2. Pour les essais réalisés avec les masses suspendues, les modes 7 et 8 n'ont pas pu être identifiés convenablement et ne seront donc pas présentés à la section 5.4.2.

5.3 POUTRE PBP-1 SANS CHARGEMENT

5.3.1 États d'endommagement

Tel qu'expliqué au chapitre 4 la poutre PBP-1 a d'abord été testée sans chargement. La précontrainte appliquée a été graduellement réduite selon six niveaux préétablis, en plus des états initiaux de la poutre sans précontrainte (non fissurée et fissurée). Le protocole expérimental utilisé est décrit à la section 4.4.2.

La figure 5.5 présente les déformées de la poutre et la courbe précontrainte-flèche maximale (au centre) pour les six niveaux d'endommagement analysés. Il est important de noter que comme la poutre s'était fissurée sous son poids propre et sous les effets de retrait du béton, une flèche d'environ 10 mm était présente avant la mise en tension des torons. Les valeurs des potentiomètres, dont sont issues les courbes de la figure 5.5, ont alors été

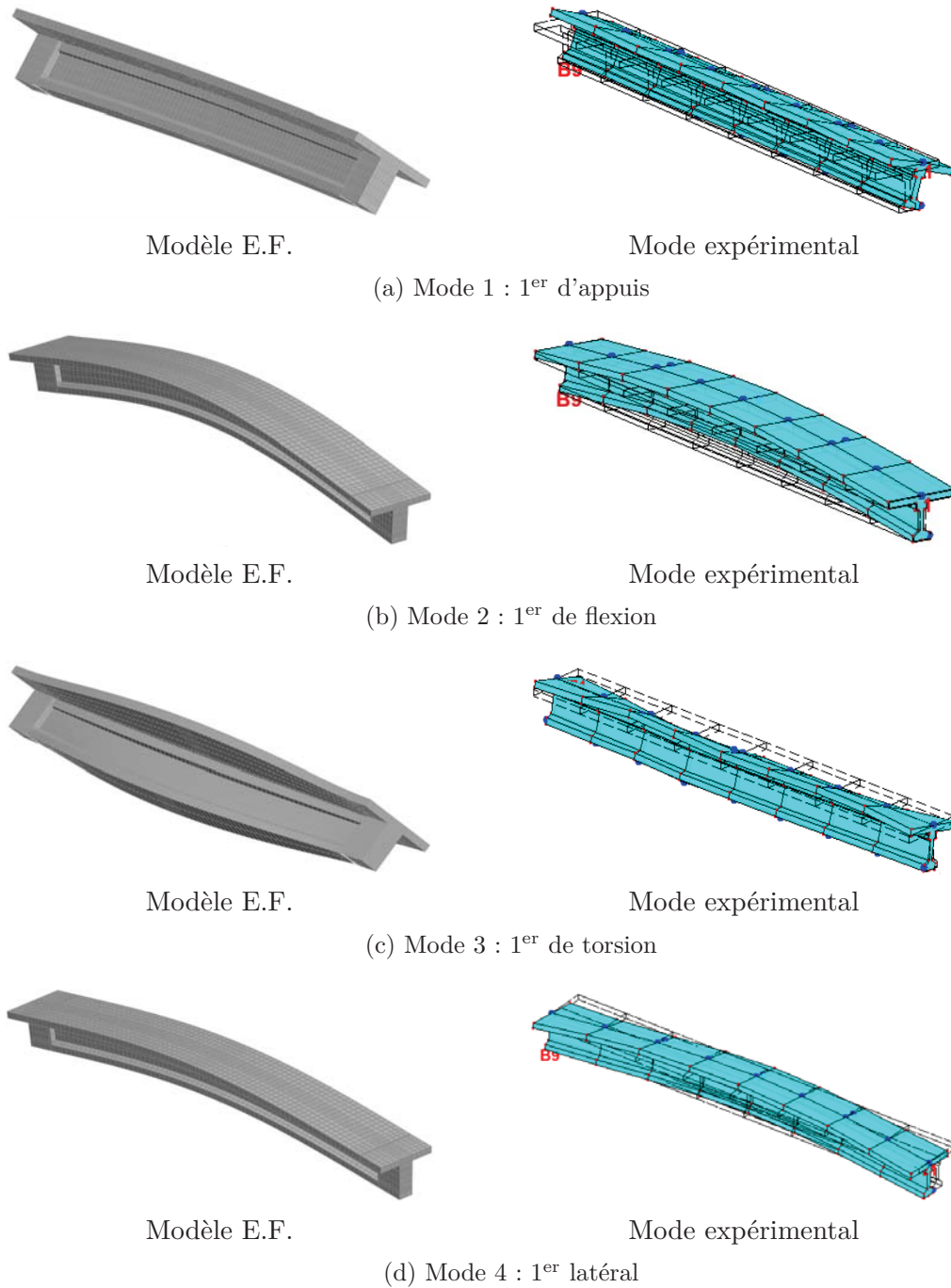


Figure 5.3 – Déformées des modes 1 à 4 de la poutre PBP-1

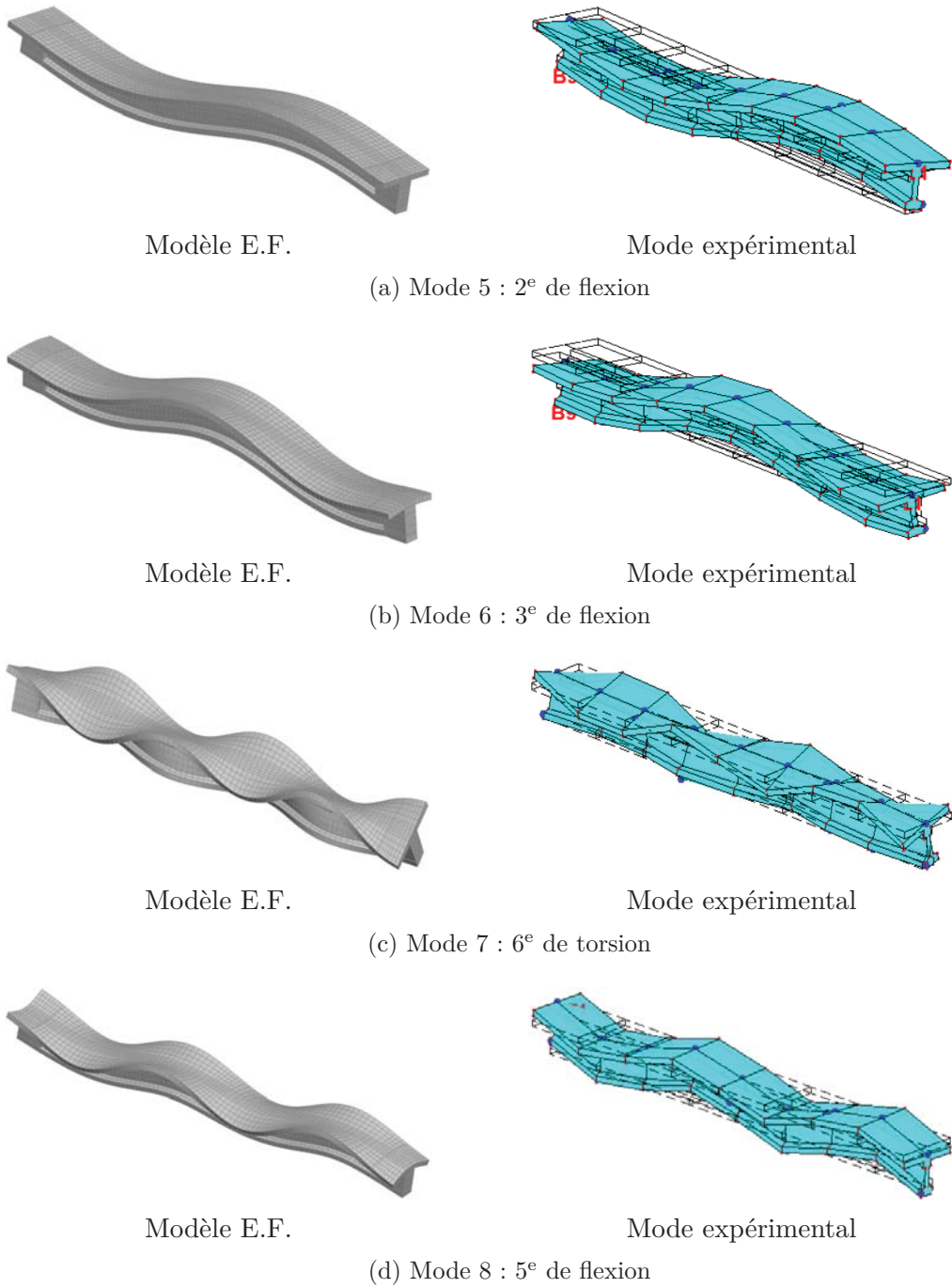


Figure 5.4 – Déformées des modes 5 à 8 de la poutre PBP-1

réinitialisées lorsque la poutre était considérée droite (selon un niveau au laser) lors de l'application initiale de la pleine précontrainte. Notons que le potentiomètre 3 a dû être recalibré en cours d'essai et que les valeurs erronées de ce dernier ont été remplacées par celles obtenues du potentiomètre 7, symétrique par rapport au centre de la poutre, pour tracer la figure 5.5a.

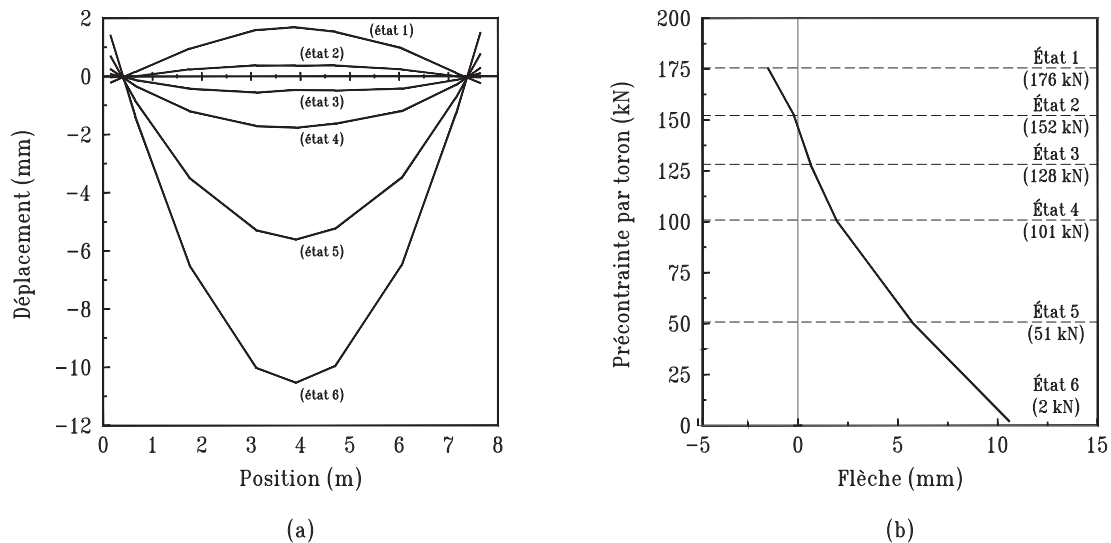


Figure 5.5 – Réponse de la poutre PBP-1 sans chargement : (a) Déformée par état et (b) courbe précontrainte-flèche au centre de la poutre (potentiomètre 5)

Les déformations mesurées dans les lits d'armature, les étriers et sur le béton sont présentées aux figures 5.6 à 5.9. Aucune déformation n'a été mesurée pour les torons, car la force calculée à partir des valeurs de déformations mesurées par les jauges ne correspondait pas avec la lecture faite sur les cellules de charges. De plus, sous l'effet de la variation de la longueur des torons et du frottement de ceux-ci sur les tuyaux de guidage, certains fils de ces jauges se sont déconnectés lors de la mise en tension. Puisque l'instrumentation a été branchée juste avant la mise en tension initiale des torons (état i), le zéro sur les jauges a été fait à ce moment et ne correspond pas à celui des potentiomètres. Puisque la poutre s'était déjà fissurée sous son poids propre et sous les effets du fluage et du retrait du béton, une déformation était déjà présente. Ces déformations préexistantes, principalement localisées au niveau des fissures, rendent l'évaluation d'un véritable zéro pour les jauges de déformations très difficile et aucune correction n'a pu être appliquée pour tenter de compenser. À des fins d'interprétation, il sera donc important de se rappeler que les valeurs de déformations lues par les jauges sont décalées par rapport à la déformation réelle selon une constante (différente pour chaque jauge) qui est négative (valeur de jauge plus faible que la réalité) dans les parties de la poutre qui étaient en tension à l'état i, et positive (valeur de jauge plus grande que la réalité) dans les parties de la poutre qui

étaient en compression à l'état i. Ainsi, l'objectif de déterminer le moment où le béton commençait à fissurer sous l'effet d'une charge permanente et d'une perte de précontrainte n'a pas été réalisable, puisqu'il aurait fallu pour cela connaître précisément le moment de la transition d'un état de compression vers un état de tension à la fibre inférieure de la poutre. En revanche, il pourra être considéré, dans la suite de ce chapitre, que lorsque des déformations sur les armatures passives inférieures de la poutre ou sur les étriers dépassent $+2 \times 10^{-3}$ (déformation élastique de l'acier d'armature), les barres sont bien plastifiées, étant donné que la déformation réelle est plus grande que celle mesurée.

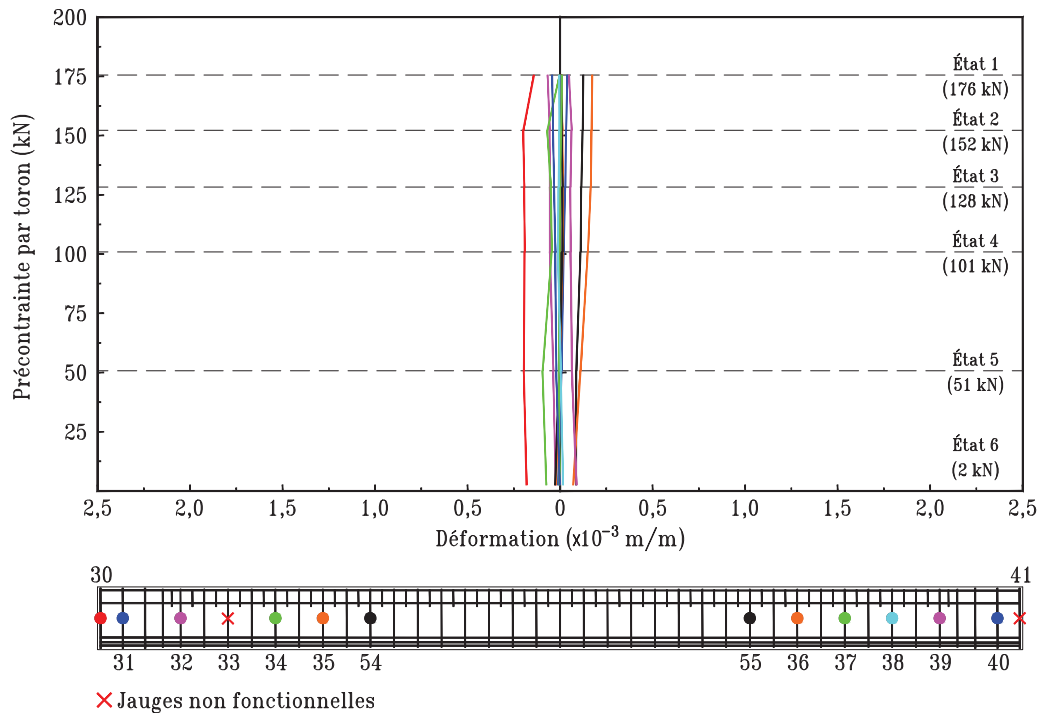


Figure 5.6 – Déformations des étriers de la poutre PBP-1 (essai sans chargement)

L'application de la pleine précontrainte s'est faite très graduellement et à chaque augmentation de 50 kN une pause était prise pour vérifier l'évolution de la flèche et s'assurer que les régions critiques (près des ancrages) ne présentaient pas de fissures. La précontrainte a été ajustée à l'aide de pompes hydrauliques contrôlées manuellement et du montage présenté à la section 4.1.4. Durant la réduction de la tension dans les torons, l'évolution des déformations dans les jauges principales et la flèche étaient surveillées. À chaque niveau de précontrainte considéré pour la mesure des propriétés dynamiques, le montage de mise en tension et les vérins étaient retirés dans le but de ne pas influencer les propriétés modales de la poutre. Aucune évolution des fissures préexistantes n'a été observée durant les essais sans chargement. Ces fissures sont tracées en rouge à la figure 5.17 de la section 5.4.1.

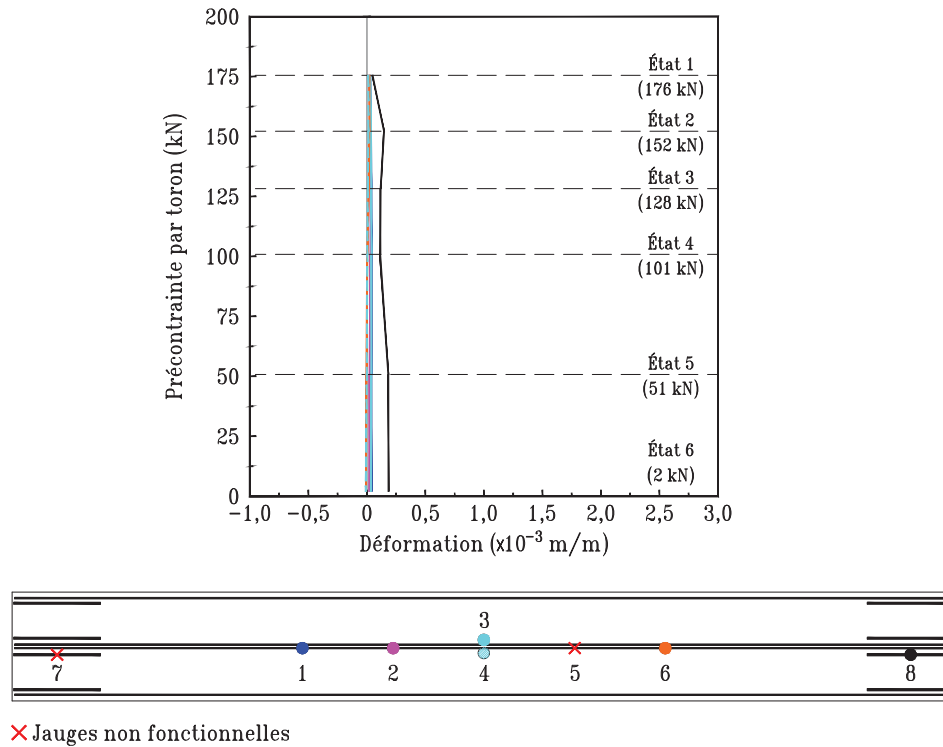


Figure 5.7 – Déformations dans le lit d'armature supérieur de la poutre PBP-1 (essai sans chargement)

L'effet de la précontrainte de l'état 1 à 6 est observable sur les jauges situées sur les barres longitudinales des rangs inférieurs et sur les jauges à béton sous la poutre. Les déformations négatives illustrent bien la réduction de la flèche engendrée par la précontrainte de la poutre. Les faibles évolutions des déformations des jauges présentées aux figures 5.7 et 5.9a peuvent être expliquées par le fait que l'axe neutre de la poutre fissurée se trouvait dans la dalle de compression, vraisemblablement très proche du niveau des armatures longitudinales de la dalle. Finalement, il est possible d'observer que les étriers n'ont pas été sollicités par la variation de la précontrainte.

5.3.2 Évolution des propriétés dynamiques

Remarque : Pour les analyses modales présentées dans cette section, les valeurs obtenues des accéléromètres situés sur les ailes de la poutre ont été ignorées, car l'erreur expérimentale pour ces points de mesures était trop importante. De plus, pour le calcul des valeurs moyennes des fréquences propres obtenues sur les 10 essais au marteau, seuls les pics de FRF obtenus sur les accéléromètres mesurant dans la direction principale du mode considéré ont été retenus, car ils présentent dans ce cas les cloches spectrales les mieux définies. Par exemple, pour des modes de flexion, seules les amplitudes mesurées dans la direction globale Z ont été utilisées pour le calcul de la fréquence propre, et pour

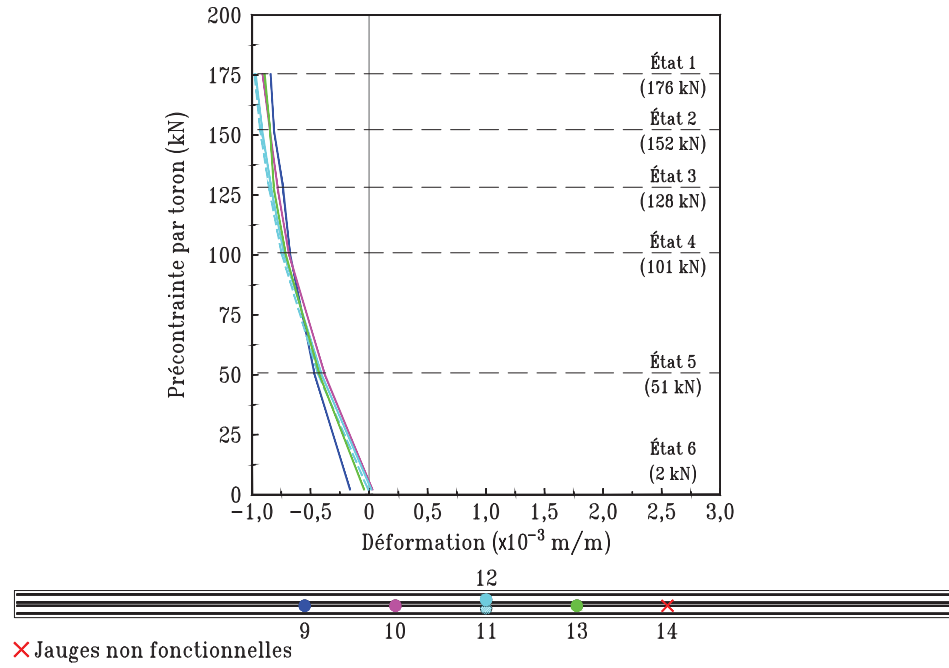
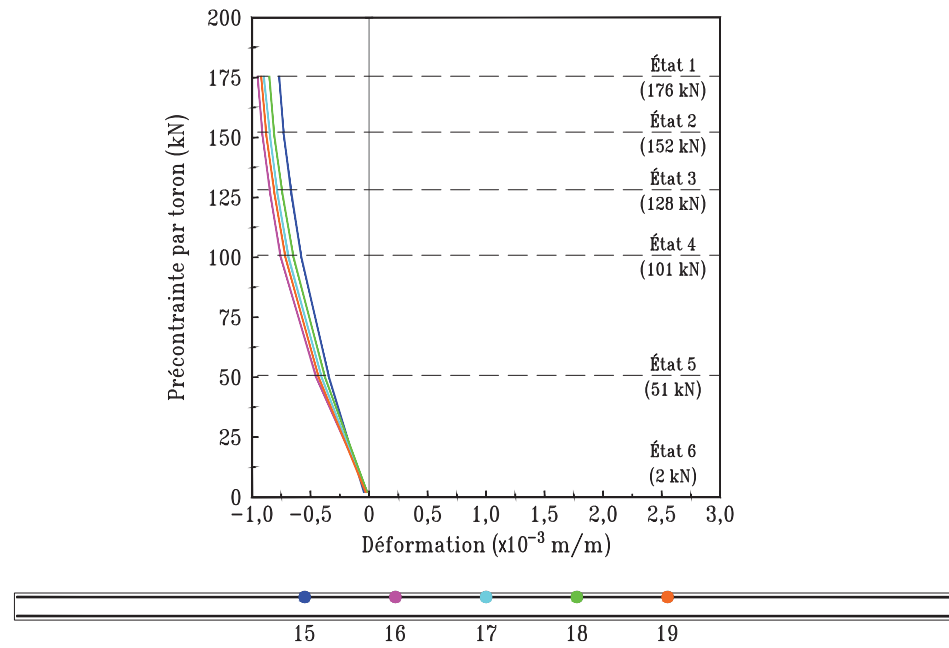
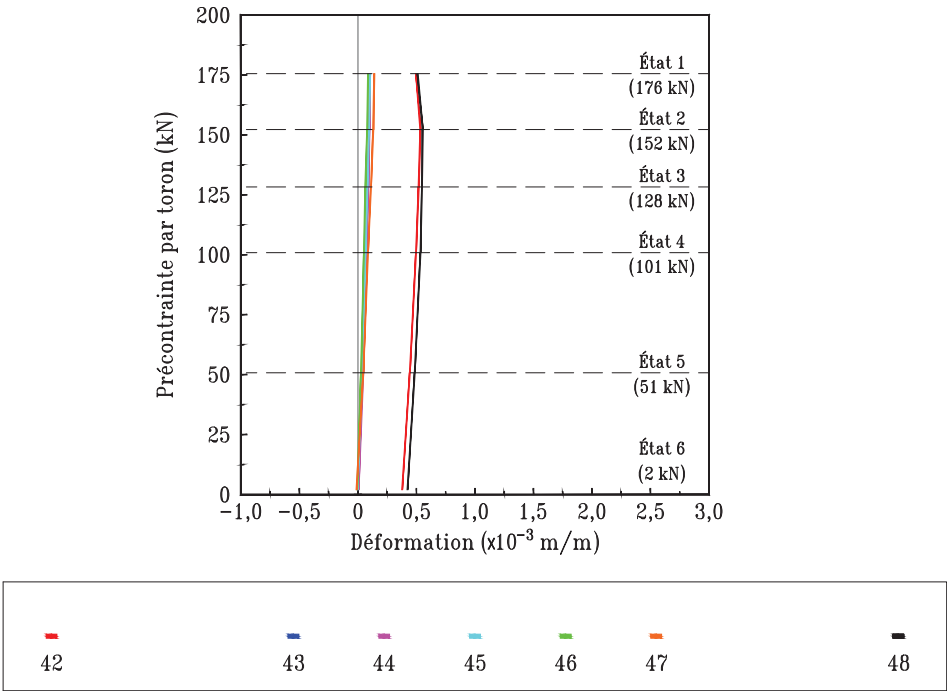
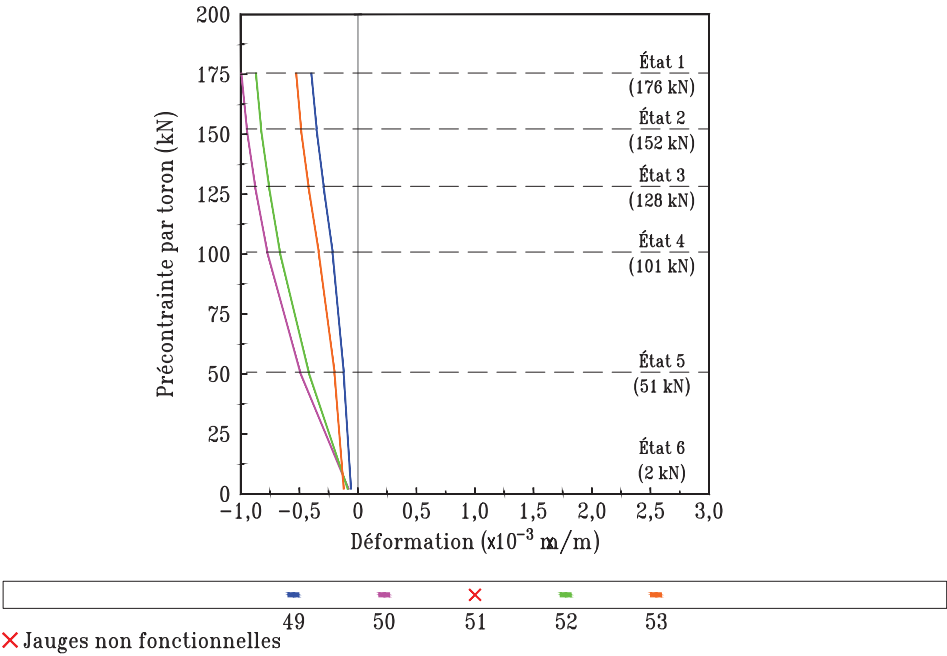

(a) 1^{er} lit d'armature inférieur

(b) 2^e lit d'armature inférieur

Figure 5.8 – Déformations dans le 1^{er} et 2^e lit d'armature inférieur de la poutre PBP-1 (essai sans chargement)



(a) Jauges de béton à la fibre supérieure de la poutre



(b) Jauges de béton à la fibre inférieure de la poutre

Figure 5.9 – Déformations du béton aux fibres supérieure et inférieure de la poutre PBP-1 (essai sans chargement)

des modes latéraux ou de torsion, seules les amplitudes dans la direction globale Y ont été considérées. En revanche, les déformées modales correspondantes ont toutes été extraites en considérant l'ensemble des accéléromètres et des directions.

Les propriétés dynamiques de la poutre PBP-1 à son état initial avant fissuration (état 0) et après la fissuration due au fluage et au retrait (état i) sont présentées au tableau 5.1. Des différences notables entre les fréquences mesurées des modes de flexion (modes 2, 5 et 8) peuvent être observées, confirmant la perte de rigidité anticipée causée par la fissuration de la poutre et la capacité des propriétés dynamiques à être indicatrices d'endommagement. Ces différences de fréquences sont très visibles sur la figure 5.10. Une variation importante est aussi observée pour les modes 1 et 7. Ces derniers correspondent respectivement à un mode latéral d'appuis et un mode de torsion. Une légère variation des conditions d'appuis (position de la poutre sur les appuis, déformation des appuis à cause de la flexion de la poutre, etc.) pourrait expliquer la différence. Les MAC calculés, très proches de 1, permettent de confirmer que les modes obtenus après la fissuration de la poutre sont les mêmes que ceux obtenus à l'état 0.

Tableau 5.1 – Propriétés modales de la poutre PBP-1 à l'état 0 et à l'état i (essai sans chargement)

Mode	État 0			État i			Δf	MAC
	f (Hz)	ξ (%)	Comp. (%)	f (Hz)	ξ (%)	Comp. (%)		
1	7,23	3,50	2,84	7,61	3,43	2,71	+5,3 %	1,00
2	19,31	0,84	2,52	17,53	1,28	3,54	-9,2 %	0,99
3	20,70	1,97	3,69	20,68	1,83	3,19	-0,1 %	0,98
4	45,38	1,60	5,10	45,30	1,57	6,03	-0,2 %	0,99
5	66,44	1,02	4,71	61,93	1,11	6,56	-6,8 %	0,97
7	159,02	0,69	8,24	153,38	0,78	8,27	-3,5 %	0,98
8	211,60	0,81	5,52	200,10	0,68	15,79	-5,4 %	0,97

Le tableau 5.2 présente les propriétés dynamiques de l'état 1 (pleine précontrainte), qui servira d'état de référence pour les calculs d'évolutions relatives des fréquences et des MAC aux figures 5.10 et 5.11. Les différences relatives entre les fréquences et les déformées de l'état 1 et de l'état 0, $\Delta f_{0 \rightarrow 1}$ et $MAC_{0 \rightarrow 1}$ sont aussi présentées pour évaluer l'effet de la fermeture des fissures par la précontrainte sur les propriétés dynamiques de la poutre. Les fréquences obtenues pour les modes de flexion sont revenues proches des valeurs observées à l'état 0, confirmant le mécanisme de fermeture des fissures, qui rend la poutre plus rigide en flexion. Les MAC indiquent un grand degré de colinéarité entre les déformées modales.

Le MAC le plus faible (0,95) est obtenu pour le mode 4 et s'explique par le fait que sa complexité (erreur expérimentale) est très grande pour la mesure à l'état 1.

Tableau 5.2 – Propriétés dynamiques de la poutre PBP-1 à l'état de référence (état 1) (essai sans chargement)

Mode	f (Hz)	ξ (%)	Complexité (%)	$\Delta f_{0 \rightarrow 1}$	$\text{MAC}_{0 \rightarrow 1}$
1	7,44	3,43	2,21	+2,92 %	1,00
2	19,58	0,57	3,13	+1,37 %	1,00
3	21,03	1,97	2,74	+1,58 %	0,98
4	43,96	1,75	23,59	-3,13 %	0,95
5	66,21	0,94	5,49	-0,34 %	1,00
7	155,54	0,58	5,18	-2,19 %	0,98
8	208,63	0,85	6,57	-1,40 %	0,98

L'évolution des fréquences propres des modes retenus sous l'effet de la perte de précontrainte est présentée à la figure 5.10. Les résultats sont présentés en termes de fréquences relatives par rapport à la valeur de référence à l'état 1 (précontrainte maximale appliquée). L'évolution du mode 1 doit être analysée séparément des autres modes, car celui-ci est essentiellement un mode de corps rigide de la poutre contrôlé par une déformation des appuis. Bien que sa fréquence évolue de manière non négligeable, aucune tendance particulière ne peut être constatée pour ce mode, laissant présager une certaine variation (relativement aléatoire) des conditions locales d'appuis de la poutre sous l'effet du changement de précontrainte (modification de la courbure de la poutre au niveau des appuis, raccourcissement de la poutre, etc.).

À l'exception du mode 1, plusieurs phénomènes globaux peuvent être observés. D'abord, il est possible de constater que la variation des fréquences est faible (moins de 5 % de réduction) ou nulle pour les états 1 à 4. Une variation plus importante est ensuite observée pour les états 5 et 6. Toutes les fréquences ont tendance à diminuer avec la réduction de la précontrainte. Le plateau observé pour les états 1 à 4 peut être expliqué par le fait que la précontrainte appliquée est suffisante pour garder la poutre dans un état proche d'une pleine précontrainte, c'est-à-dire que les fissures ne sont pas ou très peu ouvertes pour ces états. En supposant les fissures refermées, la rigidité de la poutre est très semblable pour tous ces états et cela se traduit par une très faible variation des fréquences propres. Comme attendu, puisque la poutre s'est fissurée en flexion, la perte de précontrainte engendre des variations de fréquences plus marquées pour les modes de flexion, soit les modes 2, 5 et 8. Des diminutions d'environ 15 % sont atteintes à l'état 6 pour ceux-ci, alors que des diminutions d'environ 5 % sont atteintes pour les modes de torsion (modes

3 et 7). Seulement une très faible diminution des fréquences est présente pour le mode latéral entre les états 1 et 6. Ce comportement pouvait être anticipé, puisque la rigidité latérale est essentiellement due à la table de compression de la poutre, qui est très peu ou pas fissurée. Les différences non négligeables des états 0 et i par rapport aux autres états pour le mode latéral sont, elles, vraisemblablement dues à un changement des conditions d'appuis entre les séries d'essais, car plusieurs semaines se sont écoulées entre les essais des états 0 et i et ceux des états 1 à 6.

Il est aussi possible de noter à la figure 5.10 que les fréquences finales observées (état 6, sans précontrainte) sont plus faibles que celles obtenues à l'état i (état de la poutre fissurée avant l'application de la précontrainte). Il semble donc que la poutre ait été endommagée par l'application d'une forte précontrainte.

La figure 5.11 présente l'évolution des déformées modales de la poutre PBP-1. Elles sont comparées à l'aide du MAC calculé par rapport à la déformée modale à l'état 1. Les variations sont très faibles pour tous les modes suivis. Les variations les plus importantes se produisent néanmoins pour les modes de flexion et le MAC le plus faible est de 0,91 pour le mode 8 à l'état 6. Le MAC des déformées modales ne semble donc pas être un bon indicateur d'une perte de précontrainte, du moins, pour une poutre peu endommagée en flexion.

L'objectif initial de cette première série d'essais, sans masses ajoutées sur la poutre PBP-1, était de déterminer si la perte de précontrainte seule sur une structure non fissurée pouvait être détectée à partir d'une évolution des propriétés modales mesurées en laboratoire, car une incertitude sur cette question persiste dans la littérature (chap. 2). Puisque la poutre PBP-1 s'était fissurée sous l'effet du retrait du béton, il n'est pas possible de conclure sans le moindre doute à cette question. Toutefois, les résultats obtenus au tableau 5.2 sur la récupération des propriétés modales initiales de la poutre intacte grâce à l'application d'une précontrainte, ainsi que le plateau des faibles évolutions de fréquences entre les états 1 et 4 à la figure 5.10 tendent à indiquer que c'est bien l'évolution de la fissuration et non celle de la précontrainte en soi qui est détectable à travers les propriétés modales. Il semble donc difficile de détecter par des mesures de vibrations la seule perte de précontrainte dans une poutre de pont qui n'induirait pas de fissuration.

5.4 POUTRE PBP-1 AVEC CHARGEMENT

5.4.1 États d'endommagement

Remarque : Les essais présentés dans cette section ont été effectués directement à la suite de ceux présentés précédemment. L'instrumentation n'a pas été retouchée. Par conséquent, les remarques effectuées à la section 5.3.1 sur l'initialisation des valeurs des

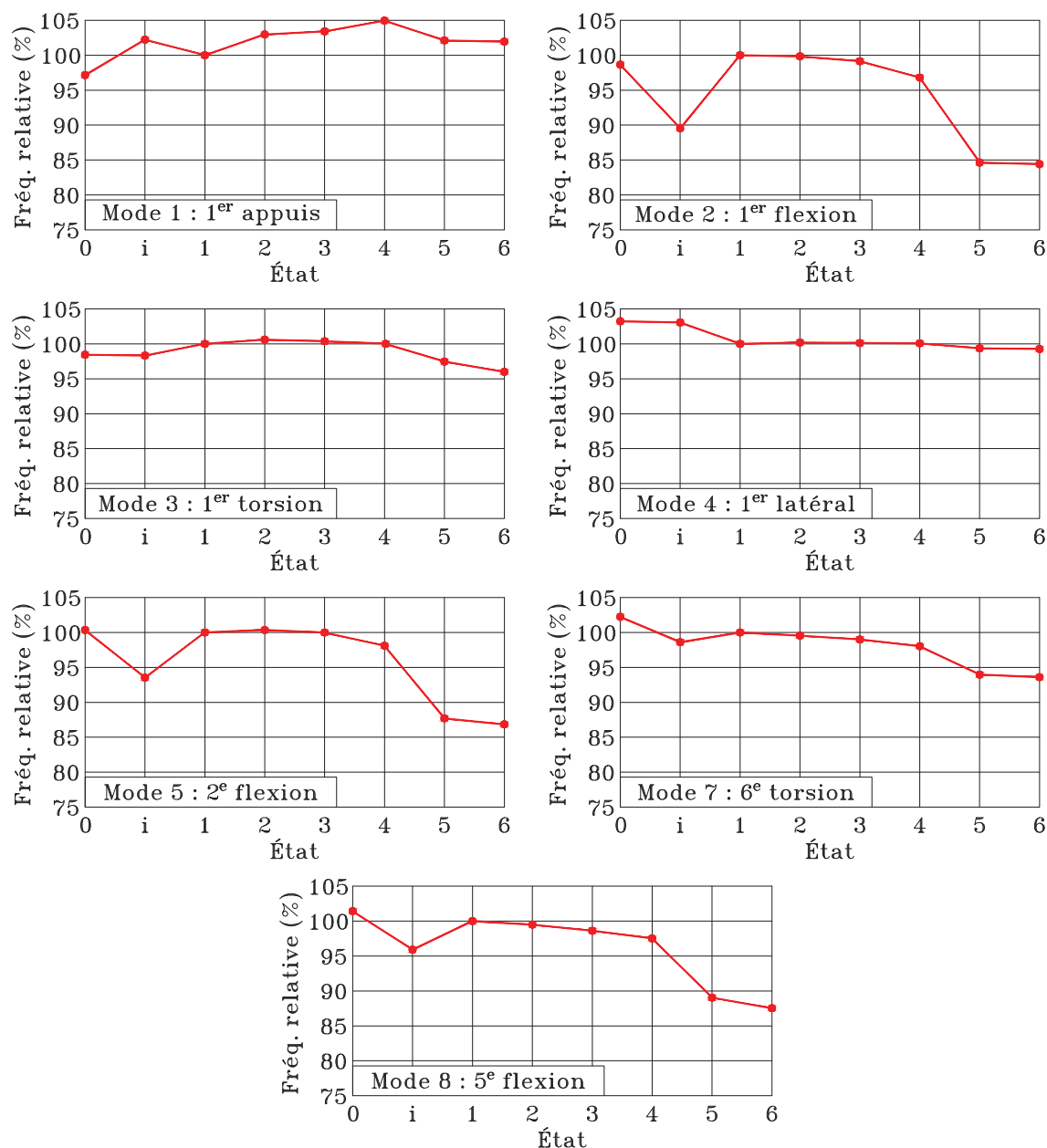


Figure 5.10 – Évolution des fréquences propres de la poutre PBP-1 (essai sans chargement)

potentiomètres et des jauges, ainsi que sur la manière d'interpréter les valeurs des mesures, restent valables dans cette section.

Une deuxième série d'essais a été réalisée sur la poutre PBP-1 alors qu'elle était soumise à un chargement constant appliqué par des masses suspendues selon le montage et le protocole d'essai décrits à la section 4.4.3. La figure 5.12 présente les déformées de la poutre et la courbe précontrainte-flèche (au centre) pour les six niveaux d'endommagement choisis. Puisque l'application des masses sur la poutre précontrainte engendrait une augmentation de la tension dans les torons, les niveaux de précontrainte étudiés pour les

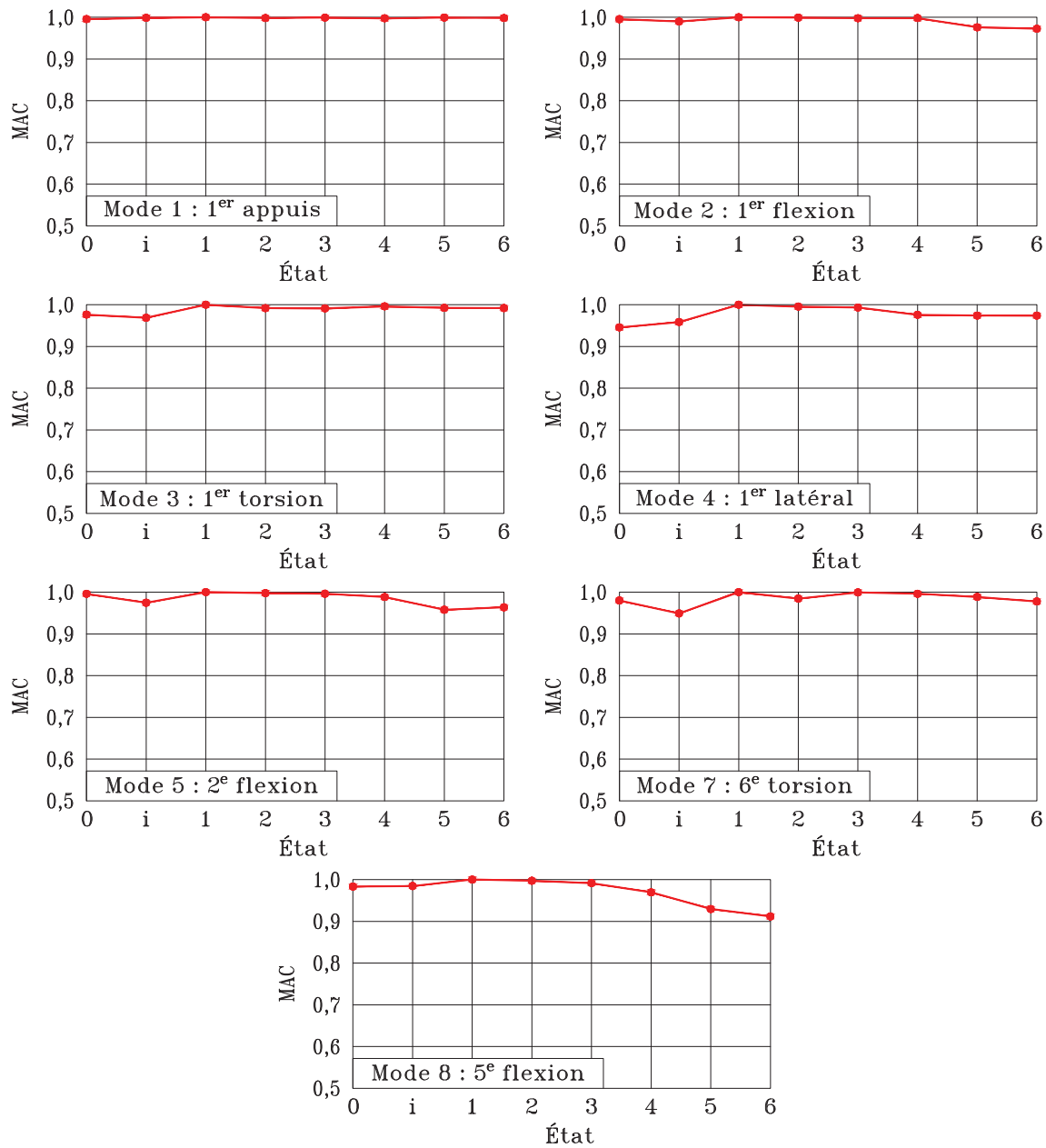


Figure 5.11 – Évolution des déformées modales de la poutre PBP-1 (essai sans chargement)

différents états ne sont pas identiques à ceux de la section précédente. L'application d'un chargement constant avec des masses, afin d'endommager la poutre, a été choisie (plutôt que le chargement sous une presse) dans le but principal d'empêcher les fissures de se refermer lors des mesures des propriétés dynamiques. Des variations plus importantes et mieux représentatives de la réalité sont donc anticipées.

Les figures 5.13 à 5.16 présentent les déformations dans les lits d'armature longitudinale, les armatures de cisaillement et sur le béton. Tout comme il a été observé avant la suspension des masses, les évolutions des déformations sur le béton du dessus de la poutre

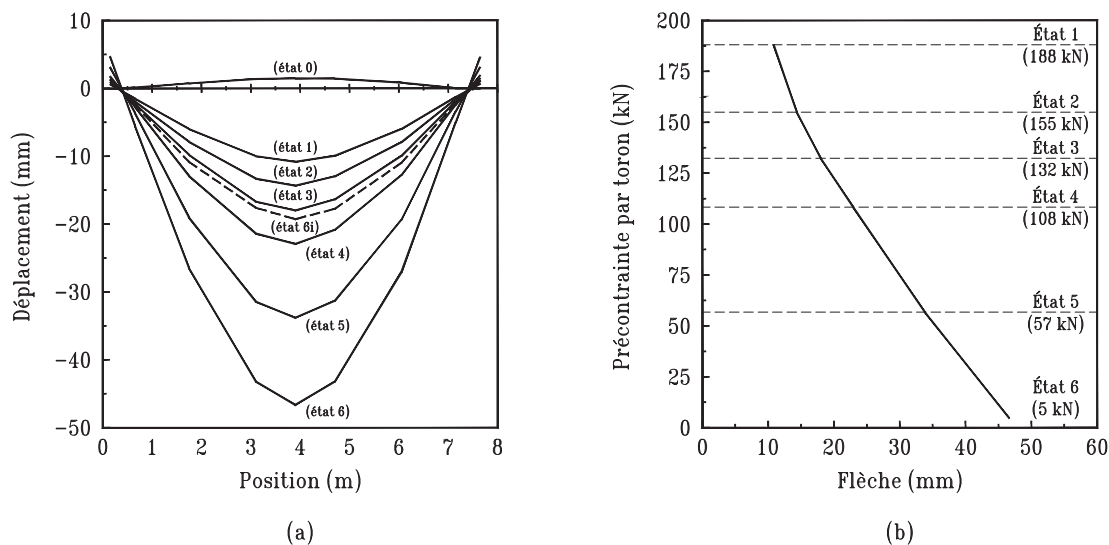


Figure 5.12 – Réponse de la poutre PBP-1 avec chargement : (a) Déformée par état et (b) courbe précontrainte-flèche au centre de la poutre (potentiomètre 5)

sont très faibles et même nulles dans le lit d'armatures comprimé, indiquant la proximité de l'axe neutre dans la dalle de la poutre. Avec la diminution de la précontrainte, la tension dans les barres d'armatures inférieures (fig. 5.15) augmente. Comme il avait été prévu lors du dimensionnement du spécimen, les déformations à l'état 6 (sans précontrainte) dans les deux lits d'armature inférieures dépassent légèrement le point de plastification lorsque la poutre est chargée. La figure 5.13 montre aussi, à travers les étriers, que la sollicitation en cisaillement de la poutre augmente graduellement du centre vers les appuis à mesure que la précontrainte diminue, avec notamment une sollicitation importante et soudaine à partir de l'état 4, qui s'explique par l'apparition de fissures principales en cisaillement bien visibles à la figure 5.17d. Une fois la précontrainte entièrement relâchée (état 6), les jauges 34 et 37 indiquent que les étriers correspondants ont été quasiment plastifiés.

La figure 5.17 présente la distribution des fissures de la poutre pour chacun des états de l'essai. Lors de l'application des masses sur la poutre pleinement précontrainte (état 1), aucune nouvelle fissure n'est apparue (fissures en rouge à la fig. 5.17a), ce qui concorde avec le fait que la flèche de 10,83 mm obtenue à ce moment était sensiblement la même que celle de la poutre fissurée sans chargement ni précontrainte (état 6 à la fig. 5.5). L'ouverture maximale des fissures pour cet état est inférieure à 0,20 mm. Quelques nouvelles fissures sont apparues et certaines fissures existantes se sont développées après que la tension dans les torons ait été diminuée à 155 kN pour l'état 2 (fig. 5.17b). Aucune fissure de cisaillement n'a été observée à cet état. La flèche au centre de la poutre était alors de 14,34 mm et l'ouverture des fissures était toujours inférieure à 0,20 mm. Les premières fissures inclinées sont apparues à l'état 3 (tension de 132 kN par toron). La poutre avait alors une flèche

de 17,98 mm et l'ouverture maximale des fissures restait inchangée. L'état 4 correspond à une tension de 108 kN par toron. De nettes fissures principales de cisaillement se sont développées près des points d'application des masses M1 et M3 (fig. 5.17d). L'effet sur les étriers est bien illustré à la figure 5.13, où il est possible de voir une augmentation importante des déformations dans les étriers situés au niveau de ces fissures (étriers 34, 35, 54 et 55, 36, 37). L'ouverture maximale des fissures était alors de 0,60 mm et la flèche était de 22,92 mm. À l'état 5, de nombreuses nouvelles fissures de cisaillement ont été observées (fig. 5.17e), la flèche était de 33,80 mm, et l'ouverture maximale des fissures était de 1,00 mm. La figure 5.17f présente l'état final d'endommagement de la poutre une fois la précontrainte entièrement relâchée (état 6). Des fissures de cisaillement ont rejoint les appuis, les fissures principales avaient une ouverture d'environ 1,25 mm, et la flèche était alors de 46,64 mm. Tel que mentionné plus tôt, il est possible d'affirmer que les barres d'armature des deux rangs tendues ont été plastifiées au centre de la poutre, tel que prévu lors du dimensionnement, et que les jauges d'étriers 34 et 37, situées à l'endroit des principales fissures de cisaillement, étaient très près du point de plastification. La fissuration visible indique sans nul doute que le mécanisme de ruine de cette poutre aurait été en cisaillement si une charge supérieure avait été appliquée.

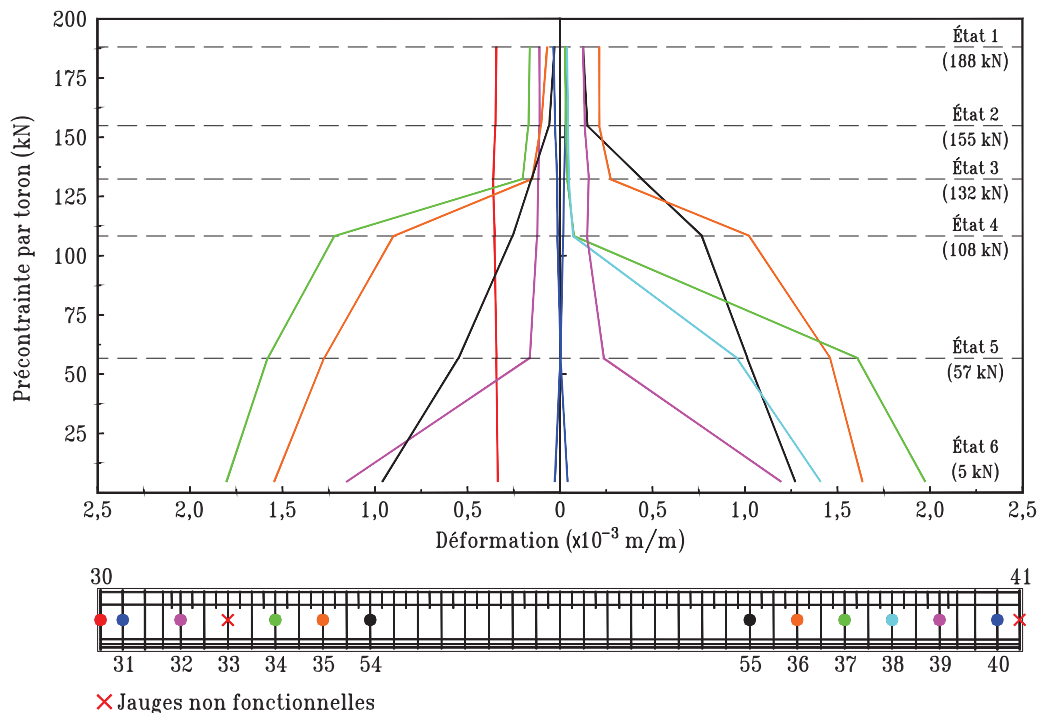


Figure 5.13 – Déformations des étriers de la poutre PBP-1 avec chargement

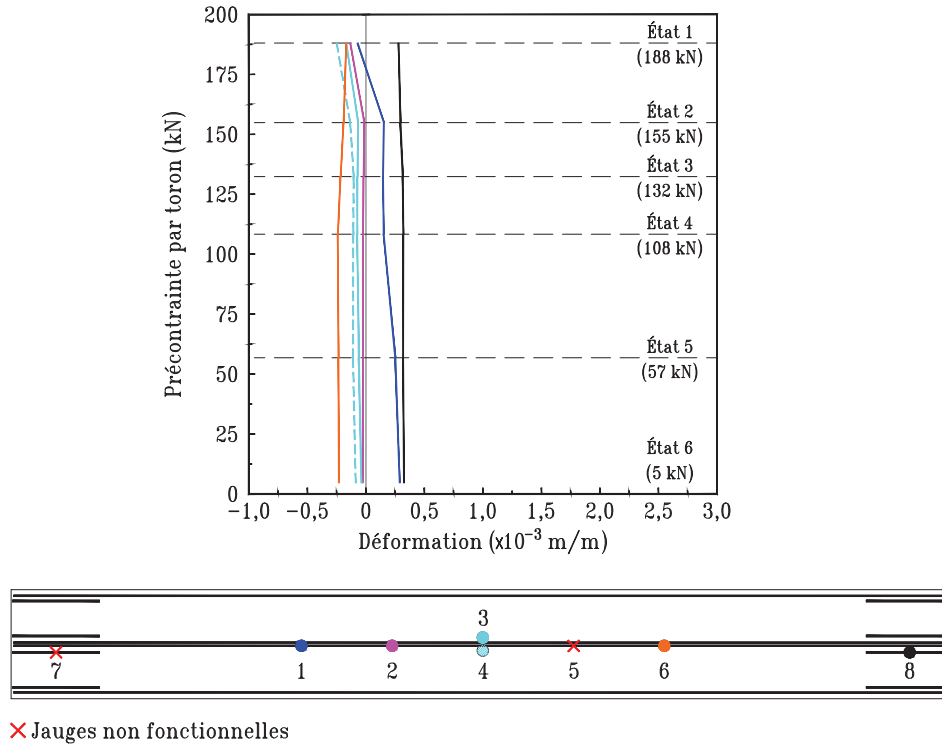


Figure 5.14 – Déformations dans le lit d'armature supérieur de la poutre PBP-1 avec chargement

5.4.2 Évolution des propriétés dynamiques

Après les essais réalisés sans chargement, mais avant la suspension des masses, la précontrainte maximale fut de nouveau appliquée sur la poutre (175 kN), correspondant à l'état 0 de la deuxième série d'essais. Le tableau 5.3 présente les propriétés dynamiques obtenues pour cet état. Dans cet état, la poutre s'est retrouvée dans une situation identique à celle de l'état 1 de la première série d'essais (sans chargement) dont les propriétés dynamiques mesurées ont été présentées au tableau 5.2. Des différences de moins de 1 % entre les deux mesures de fréquences propres sont remarquées, confirmant que les propriétés modales de la poutre pleinement précontrainte et sans charge ont bien été retrouvées après réapplication de la précontrainte.

En plus des propriétés dynamiques de l'état 0, le tableau 5.3 présente également les propriétés dynamiques obtenues pour l'état 1 (pleine précontrainte et masses ajoutées). Il est possible de constater que les fréquences propres des trois premiers modes (mode d'appui, mode de flexion et mode de torsion) sont celles qui varient le plus après l'ajout du chargement, tandis que les fréquences des modes supérieurs (latéral et flexion) ne sont pratiquement pas affectées. Le calcul des MAC au tableau 5.3 permet de constater que les modes comparés se correspondent bien dans les deux cas. Seul le mode 6 (3^e mode

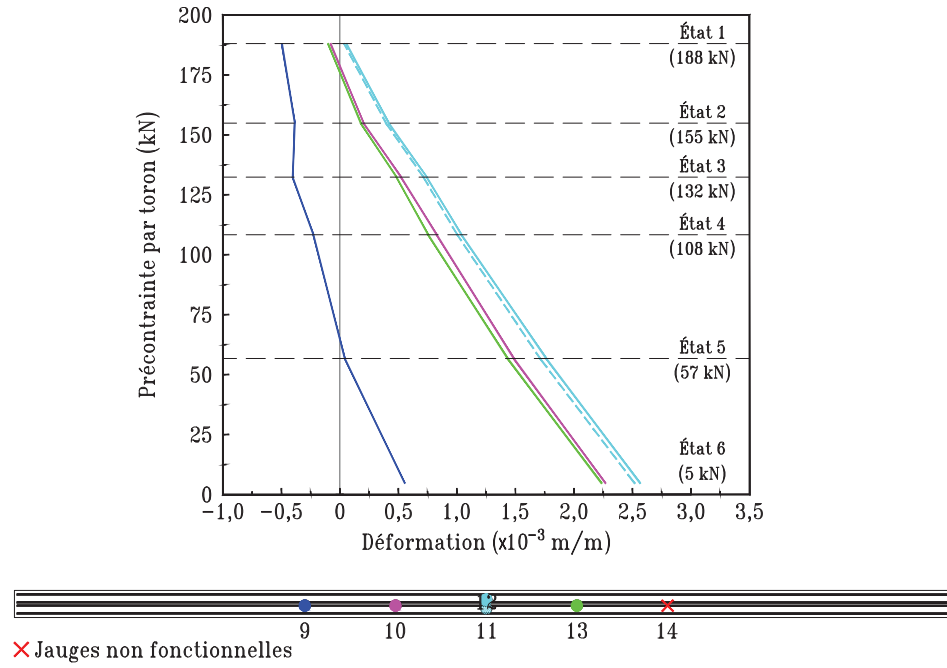
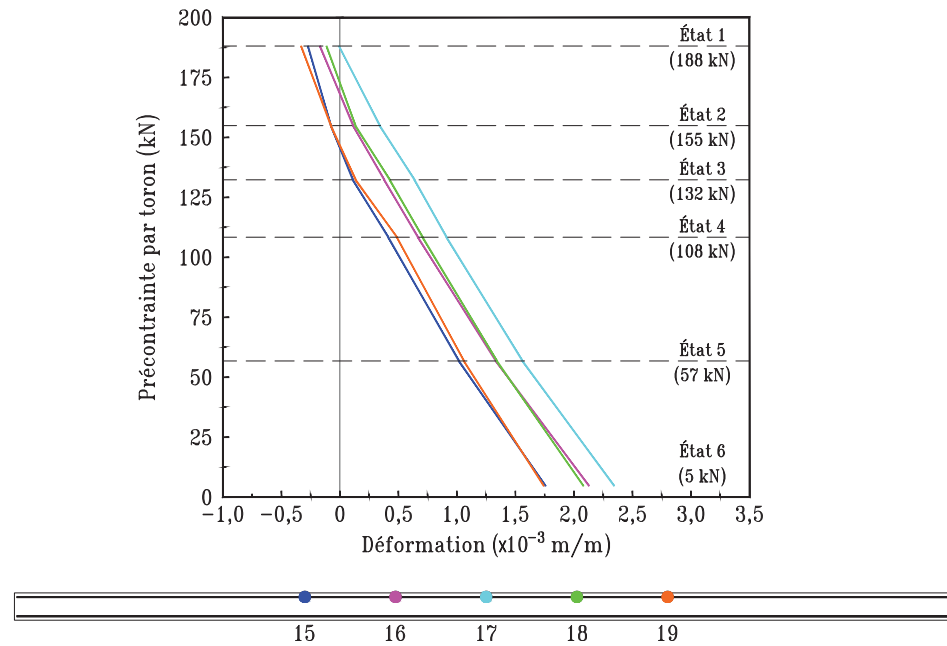
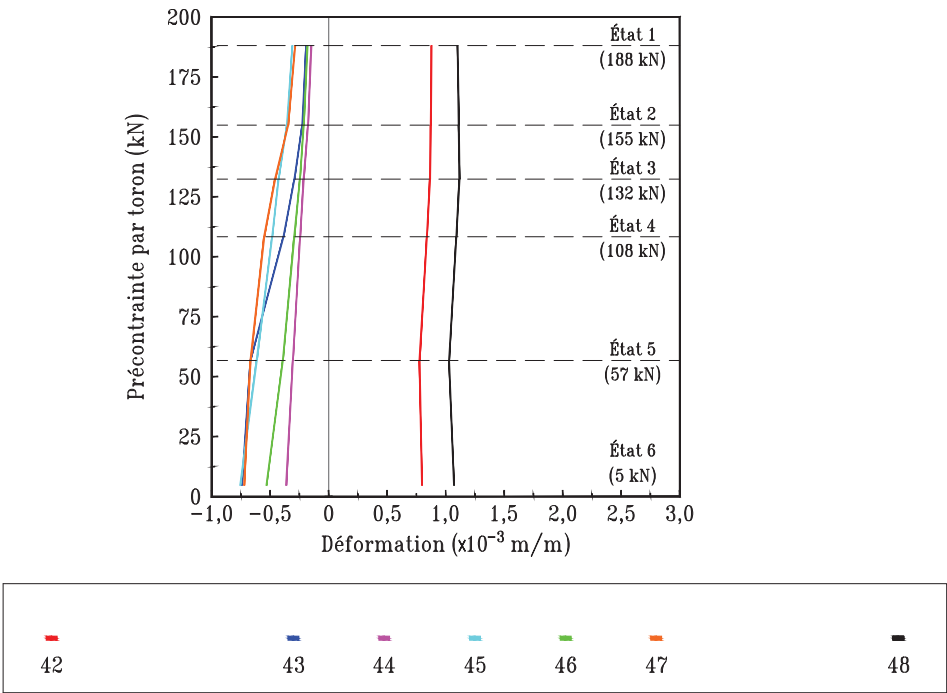
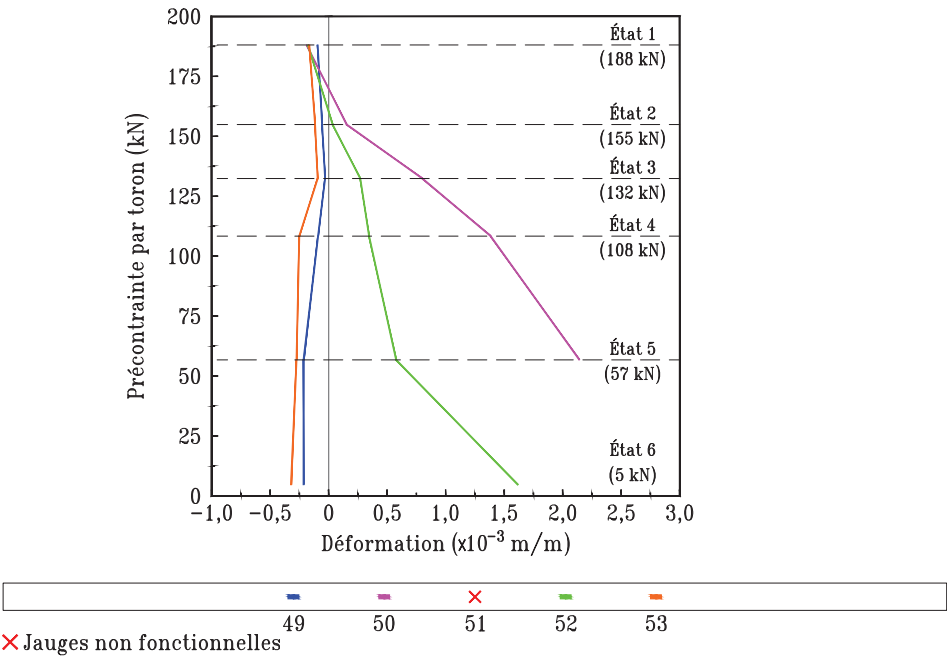

(a) 1^{er} lit d'armature inférieur

(b) 2^e lit d'armature inférieur

Figure 5.15 – Déformations dans le 1^{er} et 2^e lit d'armature inférieur de la poutre PBP-1 avec chargement



(a) Jauges de béton à la fibre supérieure de la poutre



(b) Jauges de béton à la fibre inférieure de la poutre

Figure 5.16 – Déformations du béton aux fibres supérieure et inférieure de la poutre PBP-1 avec chargement

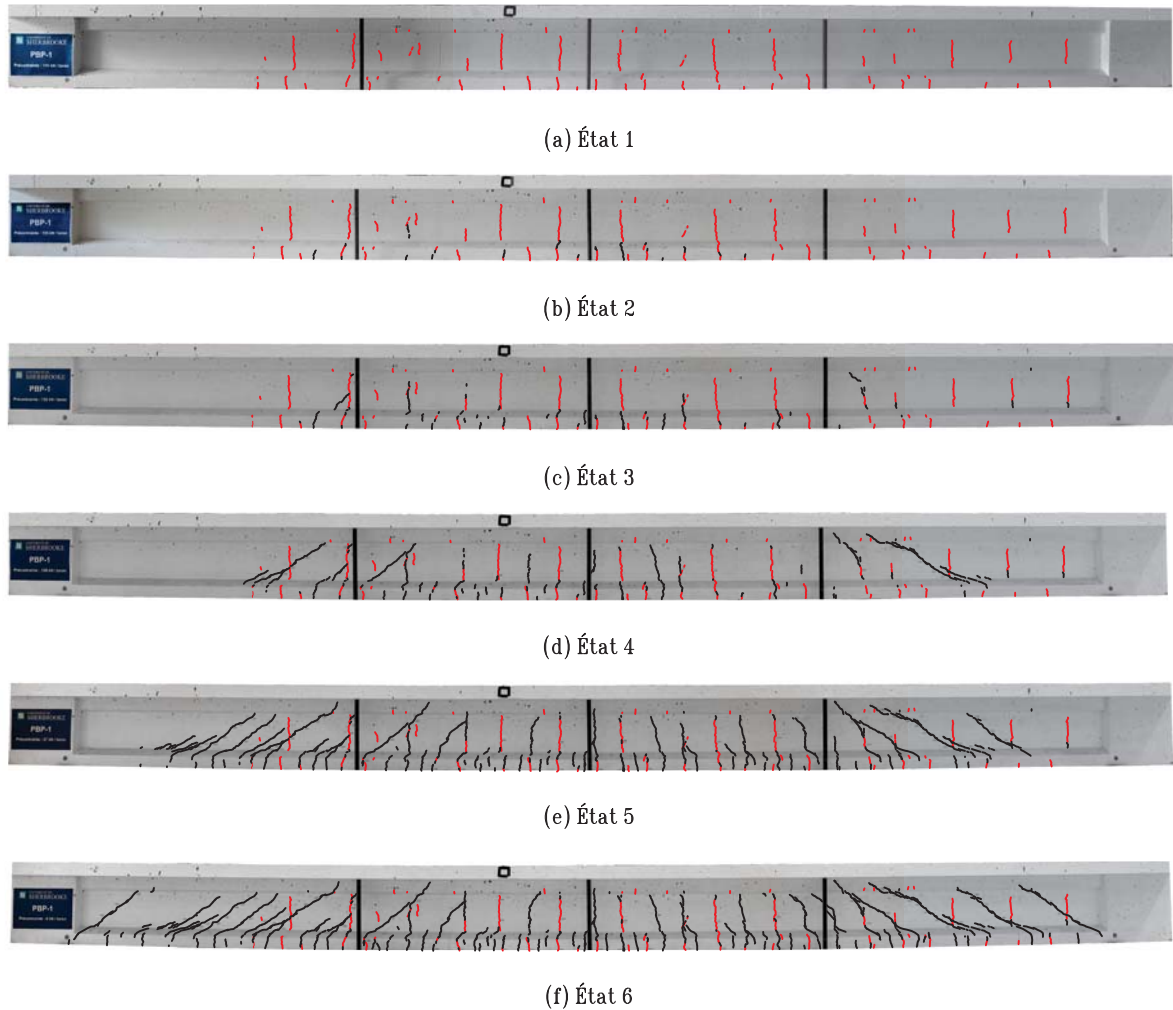


Figure 5.17 – Évolution de la fissuration de la poutre PBP-1 avec chargement lors du relâchement de la précontrainte

de flexion) présente un MAC faible (0,66), qui est essentiellement dû à l'importante complexité de la déformée à l'état 0.

La figure 5.18 montre l'évolution des fréquences propres de l'ensemble des états étudiés pour l'essai avec chargement sur la poutre PBP-1. Les fréquences relatives sont calculées par rapport aux valeurs de référence de l'état 1. Avec le relâchement de la précontrainte, une diminution graduelle et marquée des fréquences des trois modes de flexion et du mode de torsion est remarquée. Cette variation est clairement observable dès le premier relâchement de précontrainte (état 2, perte de 18% de la précontrainte initiale) pour les 2^e et 3^e modes de flexion. Ce sont d'ailleurs les deux modes qui présentent le plus d'évolution au cours de l'essai, atteignant jusqu'à 25% de réduction de la fréquence une fois toute la précontrainte relâchée. Il est possible de remarquer que la fréquence du mode de torsion n'évolue réellement qu'à partir de l'état 4 et qu'à partir de ce même état les évolutions des fréquences des modes de torsion s'accroissent. Comme il a été décrit à la

Tableau 5.3 – Propriétés modales de la poutre PBP-1 à l'état 0 et à l'état 1 (essai avec chargement)

Mode	État 0			État 1			Δf	MAC
	f (Hz)	ξ (%)	Comp. (%)	f (Hz)	ξ (%)	Comp. (%)		
1	7,42	3,43	1,23	10,35	2,73	1,27	39,53 %	0,97
2	19,46	0,60	1,14	26,00	0,65	1,10	33,65 %	1,00
3	20,91	1,90	3,55	23,05	1,94	2,47	10,24 %	0,98
4	43,64	1,78	24,31	44,98	1,68	4,28	3,09 %	0,97
5	65,71	0,92	2,99	62,55	1,05	3,66	-4,81 %	0,96
6	113,76	0,72	20,86	119,20	1,20	3,60	4,79 %	0,66

section précédente, ces évolutions plus marquées correspondent au moment de l'apparition des fissures majeures en cisaillement. Enfin, tout comme lors des essais sans chargement, il peut être constaté que la fréquence du mode latéral est très peu affectée par l'endommagement croissant et ne fait donc pas figure d'indicateur pour la perte de précontrainte. L'évolution de la fréquence du 1^{er} mode n'est pas évidente à interpréter puisque celui-ci dépend essentiellement de l'évolution des conditions d'appuis. Il est néanmoins possible de remarquer qu'aucune évolution significative de cette fréquence n'intervient jusqu'à ce que les fissures de cisaillement se développent grandement à l'état 5, entraînant probablement un certain changement des conditions d'appui.

Après la mesure des propriétés dynamiques de la poutre endommagée et sans plus aucune précontrainte (état 6), la précontrainte maximale a été appliquée de nouveau sur la poutre (avec les masses) dans le but de comparer les propriétés dynamiques ainsi obtenues sur la poutre grandement endommagée (état 6i) avec celles obtenues avant endommagement dans des conditions de précontrainte identiques (état 1). D'abord, à la figure 5.18, une très grande variation entre les fréquences propres mesurées aux états 6 et 6i, mettant à nouveau en évidence l'influence majeure de la précontrainte sur la rigidité d'une poutre endommagée, peut être observée. Après réapplication de la pleine précontrainte, il est possible de noter que tous les modes qui avaient subi une réduction importante de leur fréquence ont quasiment récupéré leur valeur initiale avec des différences allant de 0 à 5 %. Ce résultat consiste en une démonstration de l'effet réparateur de la précontrainte sur une poutre fortement endommagée en flexion et montre que les fréquences des modes de flexion et de torsion sont des indicateurs clairs de l'évolution de la précontrainte d'une poutre soutenant une charge permanente.

L'évolution des déformées modales, comparées à l'aide du MAC par rapport à l'état 1, est présentée pour tous les états étudiés à la figure 5.19. Suite à l'application des masses

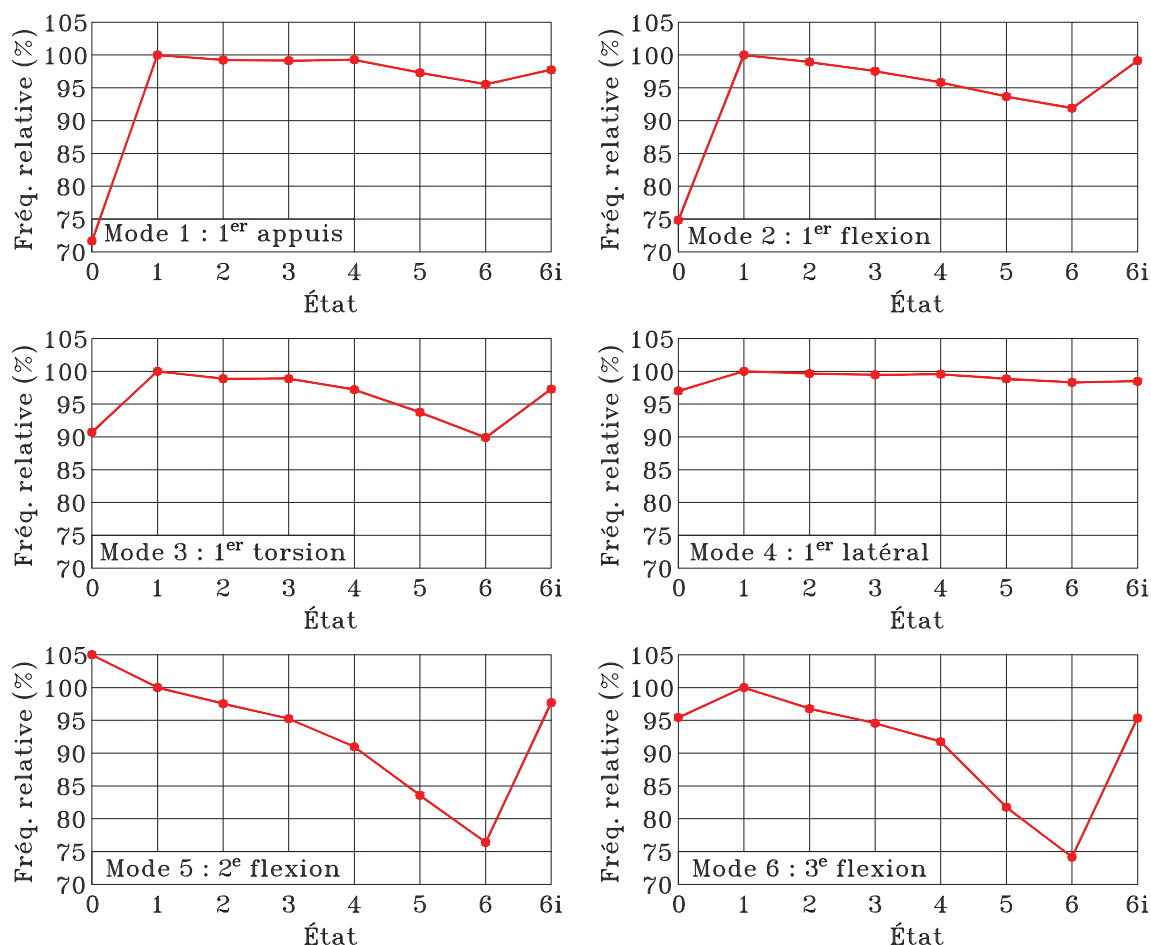


Figure 5.18 – Évolution des fréquences propres de la poutre PBP-1 (avec chargement)

sur la poutre, une légère évolution des déformées de l'ensemble des modes entre les états 0 et 1 est observée. Par la suite, la colinéarité de l'ensemble des modes n'est pas modifiée par l'endommagement pourtant subi par la poutre. Tous les MAC sont très près de 1 pour tous les modes étudiés et il est impossible de distinguer leur faible évolution de l'effet des erreurs expérimentales. Ces évolutions sont encore plus faibles que celles constatées lors de la première série d'essais sans chargement (fig. 5.11). Les MAC ne sont donc pas des indicateurs suffisamment sensibles pour l'étude de ce type d'endommagement.

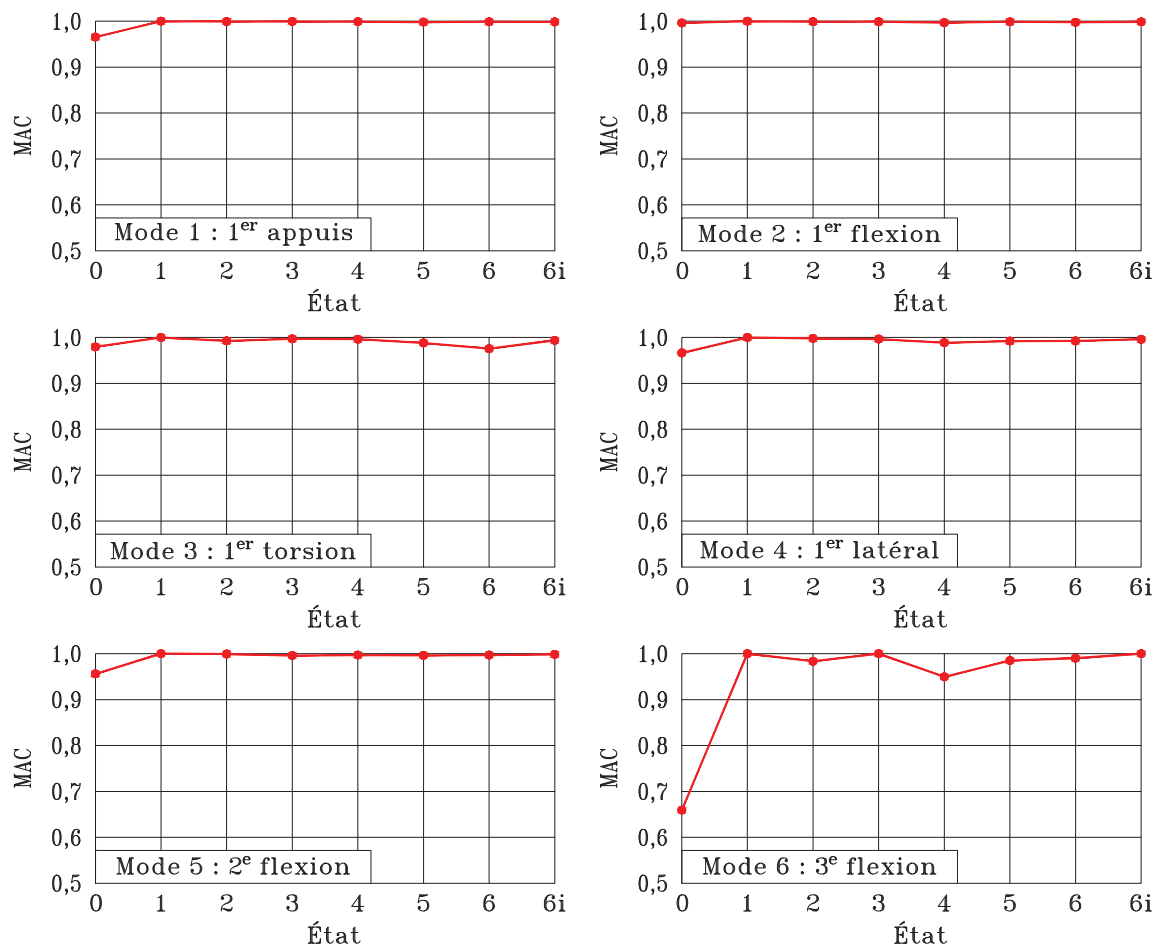


Figure 5.19 – Évolution des déformées modales de la poutre PBP-1 (essai avec chargement)

Chapitre 6

Conclusions

Le présent travail fait partie d'un projet de recherche mené à l'Université de Sherbrooke pour le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports portant sur la quantification de l'endommagement minimal détectable par des mesures de vibrations ambiantes mesurées sur un pont routier en service. Ce travail présente la fin des essais en laboratoire menés pour l'objectif 2 du contrat de recherche R732.1 entre l'UdeS et le MTMDET, qui porte sur l'endommagement minimum détectable dans des poutres de pont en béton armé simple ou en béton précontraint testées en laboratoire. Les essais sur les poutres en béton armé simple ont été traités dans le rapport CRGP-2015/04 [43] remis au Ministère en août 2015. Le présent mémoire a donc traité des poutres de pont en béton précontraint.

Deux poutres typiques CPCI 900 à l'échelle 1:2 et de portée de 7 m en béton armé précontraint ont été dimensionnées à l'Université de Sherbrooke. Ce type de poutre est représentatif des poutres utilisées sur la majorité des ponts au Québec. Dans le cadre de ce mémoire, seule la première des poutres, précontrainte par post-tension (PBP-1), fut construite et testée. La poutre a été endommagée en flexion et en cisaillement par l'application de charges permanentes et par le relâchement de la précontrainte. Trois masses d'un peu plus de 4 000 kg ont été suspendues aux poutres. Les caractéristiques du système de suspension utilisé pour les masses ont été choisies pour que ces dernières n'aient qu'une influence limitée sur les principaux modes d'intérêt par rapport à une poutre libre de chargement. En procédant ainsi, les fissures créées par la perte de précontrainte sous le chargement constant restaient pleinement ouvertes, ce qui se rapproche du comportement réel d'un pont soumis en permanence à ses charges. Afin de distinguer les effets de la seule perte de précontrainte (sans endommagement induit) des effets des dommages en flexion infligés par la charge permanente suite à la perte de précontrainte, deux séries d'essais ont été effectuées, la première série d'abord menée sur la poutre ne supportant aucune charge, puis la seconde en ajoutant les charges.

La seconde poutre du projet (PBP-2), précontrainte par pré-tension, n'a finalement pas été testée dans le cadre de ce projet. Tout le dimensionnement et le protocole d'essai initialement prévus ont été présentés dans ce mémoire et la plupart des équipements et matériaux nécessaires à sa fabrication ont aussi été achetés. Cependant, l'analyse des

résultats de l'ensemble des essais de l'objectif 2 déjà obtenus dans le projet R732.1 ont montré que cet essai pourrait s'avérer peu utile et mener à des conclusions identiques à celles déjà obtenues à travers le projet.

La méthode de détection de l'endommagement utilisée dans le projet se base sur l'évolution des propriétés dynamiques des structures entre deux états d'endommagement. L'évolution des propriétés dynamiques de la poutre PBP-1 d'un état d'endommagement à l'autre pour les deux séries d'essais a été déterminée à partir des fonctions de réponse en fréquence obtenues lors d'essais d'impacts au marteau. Les propriétés dynamiques suivies étaient principalement les fréquences des modes propres et les déformées modales, qui étaient utilisées comme des indicateurs de l'endommagement. Les évolutions des déformées modales ont été suivies à travers un calcul de MAC avec les vecteurs propres mesurés entre deux états. Les amortissements modaux ont aussi été calculés lors de l'extraction modale, mais ils n'ont pas fait l'objet d'une analyse détaillée dans ce travail, car tout comme il avait été indiqué dans les conclusions du rapport CRGP-2015/04, ils ne se sont pas avérés être des indicateurs d'endommagement cohérents. Une quinzaine de modes ont été détectés lors des essais de caractérisation dynamique et huit d'entre eux ont été retenus pour les analyses, car ils étaient clairement définis et se retrouvaient systématiquement d'un état d'endommagement à l'autre. Quatre modes de flexion, deux modes de torsion, un mode latéral et un mode d'appuis ont ainsi été choisis. Ces modes ont été retrouvés avec des fréquences proches des fréquences expérimentales dans un modèle par éléments finis de la poutre développé avec le logiciel Abaqus. Malgré les précautions prises dans le choix du système de suspension, l'ajout des masses au système entre les deux séries d'essais sur la poutre PBP-1 a eu une certaine influence sur les modes expérimentaux obtenus. Notamment, les fréquences des trois premiers modes ont connu une augmentation substantielle de leur fréquence et deux modes supérieurs n'ont pas pu être caractérisés convenablement après l'ajout des masses. L'effet sur les autres modes supérieurs, y compris sur leur fréquence, est resté pratiquement négligeable.

L'objectif principal de la première série d'essais, sans masses ajoutées sur la poutre PBP-1, était de déterminer si la perte de précontrainte seule sur une structure non fissurée pouvait être détectée à partir d'une évolution des propriétés modales mesurées en laboratoire. Une incertitude sur cette question persiste en effet dans la littérature. Puisque la poutre PBP-1 s'était fissurée quelques semaines après sa coulée sous l'effet du retrait du béton, il fut impossible d'étudier rigoureusement l'effet de la seule variation de précontrainte sur les propriétés dynamiques de la poutre non fissurée. Toutefois, les résultats obtenus lors des essais sans chargement ont montré que les différences relatives entre les fréquences des modes de flexion ou de torsion mesurées pour la poutre non précontrainte avant qu'elle ne se fissure et la poutre fissurée pleinement précontrainte sont inférieures

à 2,19 %. La rigidité en flexion d'une poutre est grandement influencée par la présence de fissures. La précontrainte a pour but d'empêcher la fissuration et, dans le cas d'une poutre endommagée, elle a pour effet de refermer les fissures. Ce phénomène explique que les fréquences propres liées aux modes de flexion sont redevenues très proches après application de la précontrainte sur la poutre initialement fissurée et tend à indiquer que c'est bien l'évolution de la fissuration et non celle de la précontrainte en soi qui est détectable à travers les propriétés modales. De plus, pour les premiers états d'endommagement de la poutre sans chargement, les fréquences de l'ensemble des modes ne variaient pas beaucoup, de l'ordre de grandeur de l'erreur de mesure expérimentale dans certains cas. Selon toute vraisemblance, ces résultats sont le fruit de l'ouverture très progressive des fissures. À la lueur de ces résultats et bien qu'un doute puisse subsister, il est possible de conclure que tant que la poutre reste dans un état de pleine précontrainte, c'est-à-dire que la fibre inférieure de la poutre est comprimée, la rigidité en flexion du spécimen n'est pas suffisamment modifiée pour permettre la détection d'une perte de précontrainte par des mesures de vibrations. Il serait donc très difficile de détecter par des mesures de vibrations la seule perte de précontrainte dans une poutre de pont qui n'induirait pas de fissuration.

Les résultats des essais sur la poutre PBP-1 chargée ont montré que les fréquences propres des modes de flexion principalement, et dans une moindre mesure des modes de torsion, pouvaient être de bons indicateurs des endommagements en flexion et cisaillement d'une poutre induits par une perte de précontrainte. Les résultats de cette étude, menée avec le maintien de la charge permanente sur la structure, sont plus concluants que beaucoup d'essais présentés dans la revue de littérature, qui font état de la difficulté de détecter un endommagement pour une poutre précontrainte lorsque les propriétés dynamiques sont mesurées après le retrait du chargement appliqué. Cela s'explique à nouveau par le fait que les fissures sont alors partiellement ou pleinement refermées par la précontrainte, redonnant une rigidité aux poutres proche de la rigidité initiale avant fissuration. En appliquant ici un chargement constant, qui ne modifie pas de façon importante le comportement dynamique du spécimen étudié, il a été possible de détecter l'ensemble des niveaux d'endommagement appliqués dans l'étude débutant à une perte de 18 % de la précontrainte initiale. Ces résultats dépendent évidemment des critères de dimensionnement initiaux de la poutre, en particulier de la sécurité prise par l'ingénieur sur la valeur minimale de la précontrainte qui permet d'éviter une fissuration sous les charges permanentes. Dans le cas des essais menés sur la poutre PBP-1, l'endommagement s'est traduit par de grandes variations des fréquences propres des modes de flexion, allant d'une réduction de 3 à 4 % pour le premier état d'endommagement étudié à une réduction de près de 25 % une fois toute la précontrainte relâchée. Le dernier état étudié sur la poutre PBP-1 consistait à réappliquer la précontrainte maximale à la poutre endommagée résultant du

retrait de toute la précontrainte initiale. Les résultats ont montré encore une fois que la fermeture des fissures par l'application de la précontrainte avait une grande importance sur la rigidité en flexion d'une poutre en béton armé précontraint. En effet, bien que la poutre ait subi des dommages très importants, les différences entre les fréquences propres par rapport à l'état de référence sont redevenues inférieures à 5 %, permettant à la poutre de retrouver un état modal similaire à son état initial intact.

Contrairement à l'étude menée dans le rapport CRGP-2015/04, où les déformées modales des modes de flexion avaient connu des évolutions non négligeables (via un calcul de MAC) à travers les dommages en flexion-cisaillement, les valeurs de MAC durant les essais sur PBP-1 sont toujours restées près de 1 et indiscernables d'une erreur expérimentale. Les déformées modales ne se sont donc pas avérées être des indicateurs sensibles d'endommagement dans le cadre de cette étude. Ces résultats sont en fait en accord avec ceux généralement rapportés dans la littérature pour l'étude de ponts réels. La plupart des études rapportent en effet qu'un endommagement très important est nécessaire pour que le MAC connaisse une évolution significative. La différence de résultats sur ce point par rapport aux essais du rapport CRGP-2015/04 resterait à éclaircir, mais pourrait être directement liée à la géométrie de la poutre, notamment à la présence d'une table de compression et d'une charge permanente importante qui repose dessus.

Les précédents résultats concluent la campagne d'essais prévus à l'objectif 2 du projet de recherche R732.1 entre l'Université de Sherbrooke et le MTMDET. Les données recueillies dans le cadre de ces essais seront exploitées comme données d'entrée pour une étude de détection et de localisation de l'endommagement par recalage de modèles numériques en utilisant les logiciels Matlab et FEMtools et un rapport sur le sujet sera déposé prochainement au Ministère.

Bibliographie

- [1] S. ALAMPALLI, Significance of operating environment in condition monitoring of large civil structures. *Shock & Vibration*, 6(5/6):247, 1999.
- [2] S. AMBROISE, O. GAURON, N. TURCOTTE, C.-P. LAMARCHE et P. PAULTRE, Quantification de l'endommagement minimal détectable par des mesures de vibrations dans un pont routier en service - Évaluation d'outils de détection de l'endommagement : logiciel FEMtools et algorithme Matlab du CRGP. Rap. tech. CRGP-2015/03, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, Juillet 2015.
- [3] E. C. BENTZ et M. P. COLLINS, Response-2000 reinforced concrete sectional analysis, 2000. <http://www.ecf.utoronto.ca/bentz/r2k.htm>.
- [4] E. C. BENTZ et M. P. COLLINS, Response version 1.9.7 reinforced concrete sectional analysis, 2015. <http://www.ecf.utoronto.ca/bentz/r2k.htm>.
- [5] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, *CAN/CSA-A23.3 - Calcul des ouvrages en béton*. CSA, Toronto, ON, Décembre 2004.
- [6] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, *CAN/CSA-A23.2 - Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton*. CSA, Toronto, ON, Décembre 2009.
- [7] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, *CAN/CSA-S6 - Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. CSA, Toronto, ON, Novembre 2006.
- [8] A. CIGADA, A. CAPRIOLI et M. VANALI, Experimental investigation of the pre-tension effects on the modal parameters of a slender pre-tensioned concrete beam. *In 28th IMAC, A Conference on Structural Dynamics, 2010, February 1, 2010 - February 4*, vol. 4, p. 125–134, 2011.
- [9] M. P. COLLINS et D. MITCHELL, *Prestressed concrete structures*. Response Publications, Toronto, 1997.
- [10] DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA CORP., Abaqus software 6.12, 2012. <http://www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus/>.
- [11] G. DE ROECK, A. TEUGHELs et E. REYNDERS, Damage identification of civil engineering structures based on operational modal data. *In Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference, IOMAC 2005*, 2005.
- [12] S. DOEBLING, C. FARRAR, M. PRIME et D. SHEVITZ, Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics : A literature review. Rap. tech. LA-13070-MS, Los Alamos National Laboratory, 1996.
- [13] DYNAMIC DESIGN SOLUTIONS (DDS), FEMtools, 2015. <http://www.femtools.com/>.
- [14] D. EWINS, *Modal Testing : Theory, Practice and Application*. Taylor & Francis, London, 2nd édn, 2000.
- [15] M. FRISWELL et J. MOTTERSHEAD, *Finite Element Model Updating in Structural Dynamics*. Springer Science & Business Media, 1995.
- [16] A. HARRAQ, *Comportement des poutres précontraintes renforcées extérieurement à l'aide de PRFC*. Thèses de l'Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada. 2006.

- [17] D.-D. HO, J.-T. KIM, N. STUBBS et W.-S. PARK, Prestress-force estimation in psc girder using modal parameters and system identification. *Advances in Structural Engineering*, 15(6):997 – 1012, 2012.
- [18] O. HUTH, G. FELTRIN, J. MAECK, N. KILIC et M. MOTAVALLI, Damage identification using modal data : Experiences on a prestressed concrete bridge. *Journal of Structural Engineering*, 131(12):1898 – 1910, 2005.
- [19] B. H. KIM, J. B. JANG, H. P. LEE et D. H. LEE, Effect of prestress force on longitudinal vibration of bonded tendons embedded in a nuclear containment. *Nuclear Engineering and Design*, 240(6):1281 – 1289, 2010.
- [20] B. H. KIM, J. B. JANG, H. P. LEE et D. H. LEE, Evaluating longitudinal vibration characteristics of bonded strands embedded in prestressed concrete beams by a system identification approach. *Composites Part B : Engineering*, 43(3):1531 – 1537, 2012.
- [21] J.-T. KIM, J.-H. PARK, D.-S. HONG et W.-S. PARK, Hybrid health monitoring of prestressed concrete girder bridges by sequential vibration-impedance approaches. *Engineering Structures*, 32(1):115–128, 2010.
- [22] J.-T. KIM, C.-B. YUN, Y.-S. RYU et H.-M. CHO, Identification of prestress-loss in PSC beams using modal information. *Structural Engineering and Mechanics*, 17(3-4):467 – 482, 2004.
- [23] C. P. LAMARCHE, Étude expérimentale du comportement dynamique des bâtiments de faible hauteur en acier. Mémoire de maîtrise, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 2005.
- [24] W. LIU, Z. CHEN, Y. GAN, Q. TAO et J. LIU, Damage diagnosis of pre-stressed concrete beam based on d-s evidence theory. In *2011 International Conference on Electric Technology and Civil Engineering, ICETCE 2011, April 22, 2011 - April 24*, p. 205–209. IEEE Computer Society, 2011.
- [25] Z. LU et S. LAW, Identification of prestress force from measured structural responses. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 20(8):2186 – 2199, 2006.
- [26] P. LUNDQVIST et N. RYDEN, Acoustoelastic effects on the resonance frequencies of prestressed concrete beams - short-term measurements. *NDT and E International*, 50:36 – 41, 2012.
- [27] S. MAAS, A. ZURBES, D. WALDMANN, M. WALTERING, V. BUNGARD et G. DE ROECK, Damage assessment of concrete structures through dynamic testing methods. part 1 - laboratory tests. *Engineering Structures*, 34:351 – 362, 2012.
- [28] S. MAAS, A. ZURBES, D. WALDMANN, M. WALTERING, V. BUNGARD et G. DE ROECK, Damage assessment of concrete structures through dynamic testing methods. Part 2 : Bridge tests. *Engineering Structures*, 34:483 – 494, 2012.
- [29] J. MAECK et G. DE ROECK, Damage detection on a prestressed concrete bridge and RC beams using dynamic system identification. *Key Engineering Materials*, 167:320 – 327, 1999.
- [30] J. MAECK, B. PEETERS et G. D. ROECK, Damage identification on the Z24 bridge using vibration monitoring. *Smart Materials and Structures*, 10(3):512–517, 2001.
- [31] J. MAECK et G. D. ROECK, Damage assessment using vibration analysis on the Z24-bridge. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(1):133–142, 2003.
- [32] J. MAECK et G. D. ROECK, Description of Z24 benchmark. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(1):127–131, 2003.

- [33] N. MAIA et J. SILVA, *Theoretical and Experimental Modal Analysis*. Engineering dynamics series. Research Studies Press, 1997.
- [34] T. MARWALA, *Finite Element Model Updating Using Computational Intelligence Techniques : Applications to Structural Dynamics*. Springer, 2010.
- [35] B. MASSICOTTE, *Notes de cours : Béton précontraint*. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada, 2015.
- [36] D. NOBLE, M. NOGAL, A. J. O'CONNOR et V. PAKRASHI, The effect of post-tensioning force magnitude and eccentricity on the natural bending frequency of cracked post-tensioned concrete beams. *Journal of Physics : Conference Series*, 628(1):012047, 2015.
- [37] M.-H. NOH, T.-R. SEONG, J. LEE et K.-S. PARK, Experimental investigation of dynamic behavior of prestressed girders with internal tendons. *International Journal of Steel Structures*, 15(2):401 – 414, 2015.
- [38] A. PANDEY et M. BISWAS, Damage detection in structures using changes in flexibility. *Journal of Sound and Vibration*, 169(1):3 – 17, 1994.
- [39] A. PANDEY, M. BISWAS et M. SAMMAN, Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145(2):321 – 332, 1991.
- [40] P. PAULTRE, *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*. Lavoisier, 2005.
- [41] P. PAULTRE, *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*, 2^{ème} éd. Presses internationales Polytechnique, Montréal, Canada, 2017.
- [42] G. D. ROECK, The state-of-the-art of damage detection by vibration monitoring : the simces experience. *Journal of Structural Control*, 10(2):127–134, 2003.
- [43] M. SAIDOU, O. GAURON, C.-P. LAMARCHE et P. PAULTRE, Quantification de l'endommagement minimal détectable par des mesures de vibrations dans un pont routier en service - Détection d'endommagement dans des poutres de pont en béton armé testées en laboratoire - Rapport d'étape. Rap. tech. CRGP-2015/04, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, Août 2015.
- [44] M. SAIDOU, O. GAURON et P. PAULTRE, Quantification de l'endommagement minimal détectable par des mesures de vibrations dans un pont routier en service - détection d'endommagement sur le pont de la rivière-aux-mulets. Rap. tech. CRGP-2016/01, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, Août 2016.
- [45] M. SAIDOU SANDA, *Évolution des propriétés dynamiques de poutres en béton armé endommagées en laboratoire*. Mémoire de maîtrise. Université de Sherbrooke, 2015.
- [46] M. SAIDI, B. DOUGLAS et S. FENG, Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, 120(7):2233 – 2241, 1994.
- [47] SIMCES, Task D1 internal report 1998 : Updating applied to bridge Z24. Rap. tech., KU Leuven, Leuven, Belgium.
- [48] H. SOHN, C. R. FARRAR, F. M. HEMEZ, D. D. SHUNK, D. W. STINEMATES, B. R. NADLER et J. J. CZARNECKI, A review of structural health monitoring literature : 1996-2001. Rap. tech. LA-13976-MS, Los Alamos National Laboratory Report, 2004.
- [49] A. TEUGHELs et G. DE ROECK, Structural damage identification of the highway bridge Z24 by FE model updating. *Journal of Sound and Vibration*, 278(3):589 – 610, 2004.

- [50] A. TEUGHEL, J. MAECK et G. DE ROECK, Damage assessment by FE model updating using damage functions. *Computers and Structures*, 80:1869 – 1879, 2002.
- [51] T. THURGOOD, M. W. HALLING et P. J. BARR, Structural health monitoring of the cherry hill bridge. *In Structures Congress 2006, May 18, 2006 - May 21*, p. 218. American Society of Civil Engineers, 2006.
- [52] N. TURCOTTE, O. GAURON, C.-P. LAMARCHE et P. PAULTRE, Quantification de l'endommagement minimal détectable par des mesures de vibrations dans un pont routier en service - Étude du pont de la rivière-aux-mulets. Rap. tech. CRGP-2015/05, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, Octobre 2015.
- [53] J. F. UNGER, A. TEUGHEL et G. DE ROECK, Damage detection of a prestressed concrete beam using modal strains. *Journal of Structural Engineering*, 131(9):1456 – 1463, 2005.
- [54] J. F. UNGER, A. TEUGHEL et G. D. ROECK, System identification and damage detection of a prestressed concrete beam. *Journal of Structural Engineering*, 132(11): 1691–1698, 2006.
- [55] B. WEBER, P. PAULTRE et J. PROULX, Model-based damage detection : Literature review, Application to trusses and pylons. Rap. tech. CRGP-2003/04, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, Décembre 2003.
- [56] B. WEBER, P. PAULTRE et J. PROULX, Model-based damage detection : Algorithms and experiments, Application to trusses and pylons. Rap. tech. CRGP-2004/01, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, Juin 2004.
- [57] B. WEBER, P. PAULTRE et J. PROULX, Model-based damage detection : Modeling, identification, and updating, Application to trusses and pylons. Rap. tech. CRGP-2005/02, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, Juillet 2005.
- [58] B. WEBER, P. PAULTRE et J. PROULX, Model-based damage detection : Theory, algorithms and experimental verification, Application to trusses and pylons. Rap. tech. CRGP-2006/01, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, 2006.
- [59] B. WEBER, P. PAULTRE et J. PROULX, Structural damage detection using nonlinear parameter identification with Tikhonov regularization. *Structural Control and Health Monitoring*, 14(3):406–427, 2007.
- [60] B. WEBER, P. PAULTRE et J. PROULX, Consistent regularization of nonlinear model updating for damage identification. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(6): 1965 – 1985, 2009. Special Issue : Inverse Problems.
- [61] B. WEBER, P. PAULTRE et J. PROULX, Damage identification in a truss tower by regularized model updating. *Journal of Structural Engineering*, 136(3):307–316, 2010.